

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR SHEAR WALL
DENGAN BEBAN GEMPA DINAMIK PADA
GEDUNG IJEN PADJADJARAN SUITES
HOTEL MALANG**



Disusun Oleh :

MARITO HORNAI DE JESUS MONTEIRO

10.21.026

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG
2014**

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

**STUDI PERENCANAAN SHEAR WALL DENGAN BEBAN GEMPA
DINAMIK PADA GEDUNG IJEN PADJADJARAN SUITES HOTEL
MALANG**

*Disusun dan Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Sipil S-1*

Institut Teknologi Nasional Malang

Disusun Oleh :

MARITO HORNAI DE JESUS MONTEIRO

10.21.026

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I

Dosen Pembimbing II

(Ir. A. Agus Santosa, MT)

(Ir. H. Sudirman Indra, MSc)

Mengetahui,

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang**

(Ir. A. Agus Santosa, MT.)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2014

LEMBAR PENGESAHAN

**STUDI PERENCANAAN STRUKTUR SHEAR WALL DENGAN
BEBAN GEMPA DINAMIK PADA GEDUNG IJEN
PADJADJARAN SUITES HOTEL MALANG
SKRIPSI**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi
Jenjang Strata Satu (S-1)*

Pada Hari : Kamis

Tanggal : 21 Agustus 2014

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

Disusun Oleh :

Marito Hornai De Jesus Monteiro

10.210.26

Disahkan Oleh :

Ketua

Sekretaris

(Ir.A.Agus Santosa,MT)

(Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT.)

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I

Dosen Penguji II

(Ir.Munasih,MT)

(Ir.Ester Priskasari,MT)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp.(0341) 551431 Malang 65145

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : **Marito Hornai de Jesus Monteiro**
NIM : **10.21.026**
Program Studi : **TEKNIK SIPIL S-1**
Fakultas : **TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul:

"STUDI PERENCANAAN STRUKTUR SHEAR WALL DENGAN BEBAN GEMPA DINAMIK PADA GEDUNG IJEN PADJADJARAN SUITES HOTEL MALANG" adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruhnya karya orang lain kecuali disebut dari sumber aslinya yang tercantum dalam daftar pustaka.

Pernyataan ini saya buat dengan sebenarnya tanpa ada paksaan dari pihak manapun.

Malang, 21 Agustus 2014
Yang membuat pernyataan,



(Marito Hornai de J. Monteiro)

ABSTRAKS

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR SHEAR WALL DENGAN BEBAN GEMPA DINAMIK PADA GEDUNG IJEN PADJADJARAN SUITES HOTEL MALANG. MARITO HORNAI DE JESUS MONTEIRO (1021026). PEMBIMBING : (I) IR. A. AGUS SANTOSA, MT DAN (II) IR. H. SUDIRMAN INDRA, MSC

Struktur dinding geser adalah struktur yang sangat efektif dan menyumbangkan kekakuan yang besar pada keseluruhan struktur. Ini agar struktur tersebut lebih aman, kuat, stabil, elastis dan nyaman.

Dinding geser kantilever (free standing shear wall) adalah suatu dinding geser tanpa lubang – lubang yang membawahkan pengaruh. Analisa beban gempa dengan dinamik 3 dimensi. Analisis menggunakan program bantu teknik sipil Staadpro. Puntir (torsion) terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja tidak sama dengan nol dari sumbu memanjang batang struktur dan atau punter terjadi perputaran balok-geser atau kolom terhadap sumbunya. Perputaran yang diakibatkan oleh beban – beban yang titik kerjanya tidak terletak pada sumbu simetris vertical. Sehingga sistem dinding geser kantilever ini memperhitungkan efek eksentrisitas Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) pada struktur dan memenuhi syarat untuk analisis gempa rencana 3 dimensi dinamis.

Perencanaan Struktur Shear Wall dengan beban gempa dinamik pada gedung Ijen Padjadjaran Suites Hotel Malang. Menggunakan data – data sebagai berikut Mutu kuat tekan beton (f_c') : 30 Mpa, Mutu tulangan polos, tegangan leleh (f_y) : 240 Mpa dan Mutu tulangan ulir, tegangan leleh (f_y) : 390 Mpa. WG : Zone 4 (Malang), Jenis tanah : Sedang, Jumlah Lantai : 15 lantai, Panjang Bangunan 57,75 m, Lebar bangunan 15,35 m, Tinggi bangunan 56,8 m. Analisa struktur menggunakan StaadPro 2004 sehingga mendapatkan gaya – gaya yang bekerja pada struktur. Dari gaya tersebut dihitung tulangan sebagai berikut : Tulangan minimum $\rho_{min} = 0.0025$, Tulangan memanjang di badan DS = 36D16. Tulangan transversal di badan sesuai tinggi per lantai DS = $\emptyset 10 - 150$, Tulangan *Confinement* *diboundary* element arah x dan y = $\emptyset 10 - 150$ Panjang daerah yang perlu *confinement* = KB = 1300,7 mm, panjang penyaluran = $l_d = 534,8$ mm, Sambungan lewat tulangan vertical = $l_d = 821$ mm

Dari pendetailan – pendetailan tulangan dinding geser telah dikontrol dan memenuhi syarat yang telah di atur dalam SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002 maupun aturan- aturan lainnya yang berlaku.

Kata Kunci : Dinding Geser

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji dan syukur kehadiran Tuhan Yang Maha Esa, karena atas berkat dan rahmat-Nya yang dilimpahkan sehingga pada akhirnya Skripsi ini dapat diselesaikan.

Pada kesempatan ini saya selaku penyusun mengucapkan rasa terima kasih kepada semua pihak yang telah banyak membantu secara langsung ataupun tidak langsung. Ucapan terima kasih ini disampaikan kepada :

1. Bapak Ir. Soeparno, MT selaku rektor ITN Malang
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT selaku dekan FTSP ITN Malang
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil S-1 dan sekaligus selaku dosen Pembimbing I
4. Bapak Ir. H. Sudirman Indra, MSc selaku dosen Pembimbing II
5. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST., MT selaku sekretaris jurusan Teknik Sipil S-1
6. Ibu Ir. Munasih, MT selaku Kordinator studio Teknik Sipil S-1
7. Bapak/ Ibu dosen Prgram Studi Teknik Sipil S-1
8. Spesial rasa hormat buat kedua orang tua saya dan teman – teman mahasiswa Teknik Sipil S-1 yang baik atas segala bantuannya sehingga Skripsi ini dapat terselesaikan.

Dalam penyusun Skripsi ini, saya selaku penyusun menyadari akan masih banyaknya kekurangan, kendati pun sudah ada banyak masukan – masukan, dari dosen pembimbing. Oleh karena itu, saya masih mengharapkan masukan, kritikan dan saran ataupun koreksi demi perbaikan.

Dan Akhir kata, semoga Skripsi ini dapat berguna bagi kita semua.

Malang, September 2014
Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAKS	iv
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR GAMBAR	viii
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR NOTASI	x
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. LatarBelakang	1
1.2. RumusanMasalah.....	2
1.3. MaksuddanTujuan.....	3
1.4. Batasanmasalah.....	4
BAB II LANDASAN TEORI	
2.1 DindingGeser / Shear Wall	5
2.1.1 DindingGeserMenurutPerencanaanKetahananGempa	20
2.1.2 DindingGeserBetonBertulangBerangkai	21
2.1.3 Bentukdan Tata letakDindingGeser	21
2.1.4 DeformasiDindingGeser	24
2.1.5 DeformasiDindingGeserBertingkatBanyak yang BerdiriSendiri....	24
2.1.6 DeformasiDindingGeserBerlubang	25

2.1.7 Langkah – langkahDesaindarisistimDindingGeser	26
2.2 Puntir	27
2.2.1 PengertianPuntir	27
2.2.2 PersamaanTeoritisUntukPuntir	28
2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat.....	28
2.4 Pembebanan Pada Struktur.....	30
2.4.1 BebanMati	30
2.4.2 BebanHidup	31
2.4.3 BebanGempa	31
2.4.4 BebanKhusus	31
2.4.5 BebanKombinasi	31
2.5 Perencanaan Struktur tahan Gempa	33
2.6 Perencanaan Kapasitas	36
2.7 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa	37
2.8 Perencanaan Terhadap Beban Gempa.....	38
2.9 Perencanaan Struktur Gedung Tidak Beraturan.....	40
2.9.1 Analisis Respons Dinamik	40
2.9.2 Analisis Ragam Spectrum Respons	42
2.9.3 Wilayah Gempa.....	43
2.9.4 Faktor Respons Gempa.....	46
2.9.5 Faktor Reduksi Gempa.....	48
2.9.6 Arah Pembebanan Gempa.....	50
2.9.7 Analisis Dinamik.....	51
2.9.8 Pembatasan Penyimpangan Lateral.....	54

2.10 Input Staad Pro.....	54
2.11 Tulangan Dinding Geser.....	55

BAB III DATA PERENCANAAN

3.1 Data Perencanaan.....	59
3.1.1 Data Pembangunan.....	59
3.1.2 Data Pembebanan.....	59
3.2 Data Material.....	60
3.3 Perencanaan Dimensi.....	61
3.4 Perhitungan Pembebanan Struktur.....	66
3.4.1 Lantai 15.....	66
3.4.2 Lantai 14.....	69
3.4.3 Lantai 13.....	76
3.4.4 Lantai 12,11,10 dan 9.....	81
3.4.5 Lantai 8,7,6,5,4 dan 3.....	85
3.4.6 Lantai 2.....	89
3.4.7 Lantai 1.....	93
3.5 Langkah-Langkah Pendimensian 3D pada Staad Pro	97
3.6 Gambar Dan Perhitungan Pusat Masa Lantai (Center off Mass)....	105
3.7 Gambar Dan Perhitungan Pusat Kekauan (CR).....	116
3.8 Perhitungan Eksentisitas Rencana ed.....	136
3.8.1 Lantai 15.....	136
3.8.2 Lantai 14.....	137
3.8.3 Lantai 13.....	138
3.8.4 Lantai 12- Lantai 10.....	139
3.8.5 Lantai 9- Lantai 4.....	140

3.8.6 Lantai 3.....	141
3.8.7 Lantai 2.....	142
3.8.8 Lantai 1.....	143
3.9 Perhitungan Pusat Kekakuan Struktur (CR).....	146
3.10 Untuk Badan Dinding Geser /Shear Wall / Dual System(D.s).....	148
3.11 Kinerja Batas Layan (Δs) Dan Kinerja Batas Ultimid (ΔM).....	150
3.11.1 Kinerja Batas Layan (ΔS).....	150
3.11.2 Kinerja Batas Ultimid (ΔM).....	151

BAB IV DESAIN PENULANGAN DINDING GESER

4.1. Perhitungan Penulangan Dinding Geser.....	153
4.1.1. Data Perencanaan	153
4.1.2. Perhitungan Stabilitas Dinding Geser	155
4.1.3. Perhitungan Penulangan	157
4.2. Kontrol Stabilitas	168
4.3. Panjang Penyaluran	170
4.4. Sambungan Lewatan Tulangan Vertikal Pada Dinding Geser (SHEAR WALL).....	170
4.5. Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Kondisi Tarik.....	171
4.6. Analisa Keseluruhan Struktur	168

BAB V PENUTUP

5.1. Kesimpulan	173
5.2. Saran	174

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Jenis Dinding Geser	7
Gambar 2.2 Dinding Geser Kopel.....	9
Gambar 2.3 Dinding Geser Yang Dihubungkan Dengan Portal	10
Gambar 2.4 Dinding Geser Yang Dihubungkan Dengan Portal 1 Bentang	11
Gambar 2.5 Klasifikasi Dinding Geser	17
Gambar 2.6 Potongan Penampang Dan Diagram	17
Gambar 2.7 Bentuk Dan Susunan Dinding Geser.....	22
Gambar 2.8 Bentuk Dinding Geser tegangan	22
Gambar 2.9 Tata Letak Dinding Geser	23
Gambar 2.10 Tata Letak Dinding Geser	28
Gambar 2.11 Diagram Beban Simpangan	35
Gambar 2.12 Mekanisme Keruntuhan Ideal Suatu Struktur Gedung	37
Gambar 2.13 Sistem Struktur beton Bertulang Penahan Gempa Bumi	38
Gambar 2.14 Wilayah Gempa Indonesia	45
Gamabr 2.15 Respons Spectrum Gempa Rencana	47
Gambar 2.16 Penulangan Dinding Geser	55
Gambar 3.1 Denah Pembalokan Lt 1	62
Gambar 3.2 Denah Pembalokan Lt 2	62
Gambar 3.3 Denah Pembalokan Lt 3 - 8	63
Gambar 3.4 Denah Pembalokan Lt 9 - 12	63
Gambar 3.5 Denah Pembalokan Lt 13	64
Gambar 3.6 Denah Pembalokan Lt 14	64

Gambar 3.7 Denah Pembalokan Lt 15	65
Gambar 3.8 Gaya Geser Gempa	98
Gambar 3.9 Parameter	99
Gambar 3.10 Define Spectrum Pair	100
Gambar 3.11 Portal 3D dalam Bentuk Isometrik	102
Gambar 3.912Portal 3D Tampak Depan	103
Gambar 3.13 Portal 3D Tampak Samping	104
Gambar 3.14 Potongan Pusat Massa Lantai 1	105
Gambar 3.15 Potongan Pusat Massa Lantai 2	106
Gambar 3.16 Potongan Pusat Massa Lantai 3	107
Gambar 3.17 Potongan Pusat Massa Lantai 4 – Lantai 8	108
Gambar 3.18 Potongan Pusat Massa Lantai 9	109
Gambar 3.19 Potongan Pusat Massa Lantai 10 – Lantai 12	110
Gambar 3.20 Potongan Pusat Massa Lantai 13	111
Gambar 3.21 Potongan Pusat Massa Lantai 14	112
Gambar 3.22 Potongan Pusat Massa Lantai 15	113
Gambar 3.23 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 1	116
Gambar 3.24 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 2	117
Gambar 3.25 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 3	118
Gambar 3.26 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 4 – Tingkat 8	119
Gambar 3.27 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 9	120
Gambar 3.28 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 10 – Lantai 12	121
Gambar 3.29 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 13	122

Gambar 3.30 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 14	123
Gambar 3.31 Potongan Pusat Kekakuan Tingkat 15	124
Gambar 3.32 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 1	127
Gambar 3.33 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 2	128
Gambar 3.34 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 3	129
Gambar 3.35 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 4 – Lt. 8	130
Gambar 3.36 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 9	131
Gambar 3.37 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 10 – Lt. 12	132
Gambar 3.38 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 13	133
Gambar 3.39 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 14	134
Gambar 3.40 Letak Pusat Massa Dan Pusat Kekakuan Lantai 15	135
Gambar 3.41 Badan Dinding Geser/ Shear Wall	148
Gambar 4.1 Badan Shear Wall	153
Gambar 4.2 Diagram tinjauan arah Z	157
Gambar 4.3 Diagram tinjauan arah X	167
Gambar 4.4 Penampang dengan komponen batas	171

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Maksimum.....	48
Tabel 2.2 Koefisien Yang Membatasi Getar Alami	50
Tabel 3.1 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 1	105
Tabel 3.2 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 2	106
Tabel 3.3 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 3	107
Tabel 3.4 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 4 – Lantai 8	108
Tabel 3.5 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 9	109
Tabel 3.6 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 10 – Lantai 12	110
Tabel 3.7 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 13	111
Tabel 3.8 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 14	112
Tabel 3.9 Berat Dan Koordinat Pusat Massa Lantai 15	113
Tabel 3.10 Koordinat Pusat Massa Per Lantai	114
Tabel 3.11 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 1	116
Tabel 3.12 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 2	117
Tabel 3.13 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 3	118
Tabel 3.14 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 4 – Tingkat 8	119
Tabel 3.15 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 9	120
Tabel 3.16 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 10 – Lantai 12	121
Tabel 3.17 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 13	122
Tabel 3.18 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 14	123
Tabel 3.19 Koordinat Pusat Kekakuan Tingkat 15	124

Tabel 3.20 Berat Bangunan Tiap Lantai Dari Hasil Analisa Staad Pro	125
Tabel 3.21 Pentabelan Pusat Kekakuan dan Pusat Massa	126
Tabel 3.22 Eksentrisitas Rencana	145
Tabel 3.23 Analisa Δs Akibat Gempa	151
Tabel 3.24 Analisa Δm Akibat Gempa	152

DAFTAR NOTASI

- A Percepatan puncak Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal sebagai gempa masukan untuk analisis respons dinamik linier riwayat waktu struktur gedung.
- A_m Percepatan respons maksimum atau Faktor Respons Gempa maksimum pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- A_o Percepatan puncak muka tanah akibat pengaruh Gempa Rencana yang bergantung pada Wilayah Gempa dan jenis tanah tempat struktur gedung berada.
- A_r Pembilang dalam persamaan hiperbola Faktor Respons Gempa C pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- b Ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat yang ditinjau, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa; dalam subskrip menunjukkan struktur bawah.
- c Dalam subskrip menunjukkan besaran beton.
- C Faktor Respons Gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi yang nilainya bergantung pada waktu getar alami struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- C_v Faktor Respons Gempa vertikal untuk mendapatkan beban gempa vertikal nominal statik ekuivalen pada unsur struktur gedung yang memiliki kepekaan yang tinggi terhadap beban gravitasi.

- C_1 Nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana untuk waktu getar alami fundamental dari struktur gedung.
- d Dalam subskrip menunjukkan besaran desain atau dinding geser.
- d_i Simpangan horisontal lantai tingkat i dari hasil analisis 3 dimensi struktur gedung akibat beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai-lantai tingkat.
- D_n Beban mati nominal yang dapat dianggap sama dengan beban mati rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- e Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.
- e_d Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.
- E_c Modulus elastisitas beton
- E_n Beban gempa nominal yang nilainya ditentukan oleh besarnya probabilitas beban itu dilampaui dalam kurun waktu tertentu, oleh faktor daktilitas struktur gedung μ yang mengalaminya dan oleh faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung tersebut.
- E_s Modulus elastisitas baja (= 200 GPa)

- f Faktor kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.
- f_1 Faktor kuat lebih beban dan bahan yang terkandung di dalam suatu struktur gedung akibat selalu adanya pembebanan dan dimensi penampang serta kekuatan bahan terpasang yang berlebihan dan nilainya ditetapkan sebesar 1,6.
- f_2 Faktor kuat lebih struktur akibat kehiperstatikan struktur gedung yang menyebabkan terjadinya redistribusi gaya-gaya oleh proses pembentukan sendi plastis yang tidak serempak bersamaan; rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- F_b Beban gempa horisontal nominal statik ekuivalen akibat gaya inersia sendiri yang menangkap pada pusat massa pada taraf masing-masing lantai besmen struktur bawah gedung.
- F_i Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa pada taraf lantai tingkat ke-i struktur atas gedung.

- F_p Beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada titik berat massa unsur sekunder, unsur arsitektur dan instalasi mesin dan listrik dalam arah gempa yang paling berbahaya.
- g Percepatan gravitasi; dalam subskrip menunjukkan momen yang bersifat momen guling.
- i Dalam subskrip menunjukkan nomor lantai tingkat atau nomor lapisan tanah.
- I Faktor Keutamaan gedung, faktor pengali dari pengaruh Gempa Rencana pada berbagai kategori gedung, untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas dilampauinya pengaruh tersebut selama umur gedung itu dan penyesuaian umur gedung itu.
- I_1 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian probabilitas terjadinya gempa itu selama umur gedung.
- I_2 Faktor Keutamaan gedung untuk menyesuaikan perioda ulang gempa yang berkaitan dengan penyesuaian umur gedung.
- k Dalam subskrip menunjukkan kolom struktur gedung.
- K_p Nilai koefisien pembesaran respons unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik, bergantung pada ketinggian tempat kedudukannya terhadap taraf penjepitan lateral.

- L_n Beban hidup nominal yang dapat dianggap sama dengan beban hidup rencana yang ditetapkan dalam standar-standar pembebanan struktur gedung.
- m Jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.
- M Momen lentur secara umum.
- M_{gm} Momen guling maksimum dari struktur atas suatu gedung yang bekerja pada struktur bawah pada taraf penjepitan lateral pada saat struktur atas berada dalam kondisi di ambang keruntuhan akibat dikerahkannya faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur atas, atau akibat pengaruh momen leleh akhir sendi-sendi plastis pada kaki semua kolom dan semua dinding geser.
- M_n Momen nominal suatu penampang unsur struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal, atau akibat pengaruh momen leleh sendi plastis yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_l .
- M_y Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada ujung-ujung unsur struktur gedung, kaki kolom dan kaki dinding geser pada saat di dalam struktur tersebut akibat pengaruh Gempa Rencana terjadi pelelehan pertama.
- $M_{y,d}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki dinding geser.
- $M_{y,k}$ Momen leleh awal sendi plastis yang terjadi pada kaki kolom.

- n Nomor lantai tingkat paling atas (lantai puncak); jumlah lantai tingkat struktur gedung; dalam subskrip menunjukkan besaran nominal.
- N Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada suatu lapisan tanah; gaya normal secara umum.
- N_i Nilai hasil Test Penetrasi Standar pada lapisan tanah ke- i .
- \bar{N} Nilai rata-rata berbobot hasil Test Penetrasi Standar lapisan tanah di atas batuan dasar dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- p Dalam subskrip menunjukkan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- P Faktor kinerja unsur, mencerminkan tingkat keutamaan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik dalam kinerjanya selama maupun setelah gempa berlangsung.
- PI Indeks Plastisitas tanah lempung.
- Q_n Pembebanan nominal pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban nominal, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor beban.
- Q_u Pembebanan ultimit pada suatu struktur gedung, yaitu kombinasi beban-beban ultimit, dihasilkan oleh kombinasi beban-beban nominal, masing-masing dikalikan dengan faktor beban.
- R Faktor reduksi gempa, rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung elastik penuh dan

beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut; faktor reduksi gempa representatif struktur gedung tidak beraturan.

R_m Faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis sistem atau subsistem struktur gedung.

R_n Kekuatan nominal suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan nominal unsur-unsurnya, masing-masing tanpa dikalikan dengan faktor reduksi.

R_u Kekuatan ultimit suatu struktur gedung, dihasilkan oleh kekuatan ultimit unsur-unsurnya, yaitu kekuatan nominal yang masing-masing dikalikan dengan faktor reduksi.

R_x Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.

R_y Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.

s Dalam subskrip menunjukkan besaran subsistem, struktur atau baja.

S_u Kuat geser niralir lapisan tanah.

S_{ui} Kuat geser niralir lapisan tanah ke-i.

\bar{S}_u Kuat geser niralir rata-rata berbobot dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.

t_i Tebal lapisan tanah ke-i.

- T Waktu getar alami struktur gedung dinyatakan dalam detik yang menentukan besarnya Faktor Respons Gempa struktur gedung dan kurvanya ditampilkan dalam Spektrum Respons Gempa Rencana.
- T_1 Waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan maupun tidak beraturan dinyatakan dalam detik.
- T_c Waktu getar alami sudut, yaitu waktu getar alami pada titik perubahan diagram C dari garis datar menjadi kurva hiperbola pada Spektrum Respons Gempa Rencana.
- u Dalam subskrip menunjukkan besaran ultimit.
- v_s Kecepatan rambat gelombang geser.
- \bar{v}_s Kecepatan rambat rata-rata berbobot gelombang geser dengan tebal lapisan tanah sebagai besaran pembobotnya.
- v_{si} Kecepatan rambat gelombang geser di lapisan tanah ke- i .
- V Beban (gaya) geser dasar nominal statik ekuivalen akibat pengaruh Gempa Rencana yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung beraturan tersebut.
- V_e Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.
- V_m Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung dalam kondisi di ambang

keruntuhan dengan pengerahan faktor kuat lebih total f yang terkandung di dalam struktur gedung.

- V_n Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung dengan tingkat daktilitas umum; pengaruh Gempa Rencana pada saat di dalam struktur terjadi pelelehan pertama yang sudah direduksi dengan faktor kuat lebih beban dan bahan f_1 .
- V_s Gaya geser dasar nominal akibat beban gempa yang dipikul oleh suatu jenis subsistem struktur gedung tertentu di tingkat dasar.
- V_t Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung dan yang didapat dari hasil analisis ragam spektrum respons atau dari hasil analisis respons dinamik riwayat waktu.
- V_x^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_y^o Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- V_1 Gaya geser dasar nominal yang bekerja di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan dengan tingkat daktilitas umum, dihitung berdasarkan waktu getar alami fundamental struktur gedung.
- w_n Kadar air alami tanah.

- W_b Berat lantai besmen struktur bawah suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_i Berat lantai tingkat ke- i struktur atas suatu gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- W_p Berat unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik.
- W_t Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.
- x Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip).
- y Penunjuk arah sumbu koordinat (juga dalam subskrip); dalam subskrip menunjukkan pembebanan pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung atau momen yang bersifat momen leleh.
- z_i Ketinggian lantai tingkat ke- i suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_n Ketinggian lantai tingkat puncak n suatu struktur gedung terhadap taraf penjepitan lateral.
- z_p Ketinggian tempat kedudukan unsur sekunder, unsur arsitektur atau instalasi mesin dan listrik terhadap taraf penjepitan lateral.
- β (beta) Indeks kepercayaan (*reliability index*), suatu bilangan yang bila dikalikan dengan deviasi standar distribusi besaran $\ell_n (R_u/Q_u)$, kemudian dikurangkan dari nilai rata-rata besaran tersebut, menghasilkan suatu nilai besaran itu yang probabilitas untuk dilampauinya terbatas pada suatu persentase tertentu, di mana R_u

adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

γ (gamma) Faktor beban secara umum.

γ_D (gamma-D) Faktor beban untuk beban mati nominal.

γ_E (gamma-E) Faktor beban untuk beban gempa nominal.

γ_L (gamma-L) Faktor beban untuk beban hidup nominal.

δ_m (delta-m) : Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

δ_y (delta-y):Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama.

ζ (zeta) : Koefisien pengali dari jumlah tingkat struktur gedung yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung, bergantung pada Wilayah Gempa.

η (eta) : Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.

μ (mu) : Faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.

μ_m (mu-m) Nilai faktor daktilitas maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu sistem atau subsistem struktur gedung.

ξ (ksi) Faktor pengali dari simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk mendapatkan simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan.

σ (sigma) Deviasi standar distribusi besaran $\ln(R_u/Q_u)$, di mana R_u adalah kekuatan ultimit struktur gedung yang ditinjau dan Q_u adalah pembebanan ultimit pada struktur gedung itu.

Σ (sigma) Tanda penjumlahan.

ϕ (phi) Faktor reduksi kekuatan secara umum.

ψ (psi) Koefisien pengali dari percepatan puncak muka tanah (termasuk faktor keutamaannya) untuk mendapatkan faktor respons gempa vertikal, bergantung pada Wilayah Gempa.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Kota Malang merupakan salah satu kota di Indonesia yang saat ini mengalami perkembangan cukup pesat, baik dalam kehidupan sosial maupun kehidupan ekonominya. Semakin pesat perkembangan kota, maka akan semakin tinggi pula tuntutan sarana dan prasarana yang tersedia. Salah satu sarana yang dibutuhkan oleh suatu kota yang sedang berkembang adalah tingkat hunian yang memadai, diantaranya perhotelan. Malang adalah salah satu tempat strategi bagi para wisatawan karena kota Malang termasuk sebagai kota wisata oleh karena itu pembangunan gedung Ijen Pedjajaran Suites Hotel merupakan tempat penginapan bagi para wisatawan luar negeri maupun dalam negeri.

Perguruan Tinggi sebagai tempat menciptakan para sarjana – sarjana. Ketekniksipilan memerlukan sarana dan prasarana pendidikan yang memadai sehingga prosesnya dapat berjalan lancar sesuai yang diharapkan. Salah satunya adalah proyek pemerintah maupun swasta yang tak henti dalam pembangunan dan pembaharuan gedung – gedung. Gedung Ijen Pedjajaran Suites Hotel Malang adalah salah satu proyek swasta dan gedung ini berlokasi di Ijen Nirwana Residence, Malang – Jawa Timur.

Dalam perencanaan bangunan tahan gempa masalah yang timbul adalah kemampuan struktur menahan beban lateral, beban mati dan beban hidup yang bekerja pada bangunan tersebut. Untuk menahan beban lateral (gempa) tersebut

pada skripsi ini di gunakan struktur dinding geser kantilever. Struktur bangunan ini menggunakan struktur beton bertulang yang terdiri dari 15 lantai.

Dalam Tugas Skripsi ini akan di rencanakan struktur dengan dinding geser kantilever yang dapat menyumbangkan kekakuan struktur, menahan gaya – gaya lateral (gempa). Beranjak dari beberapa hal diatas, maka dalam Skripsi ini saya memilih judul :

“ Studi Perencanaan Struktur Dinding Geser (Shear Wall) Dengan Beban Gempa Dinamik Pada Gedung Ijen Pedjadjaran Suites Hotel Malang”

Oleh karena, dinding geser sebagai dinding struktural sangat efektif dalam memikul gaya lateral dan membatasi defleksi lateral, karena kekakuan dinding geser lebih besar dari pada kekakuan portal rangka sehingga dinding geser dapat mengontrol simpangan horizontal yang terjadi serta dapat mengontrol stabilitas struktur secara keseluruhan. Disamping itu, dinding geser dapat mereduksi jumlah dan jarak penulangan pada balok dan kolom.

1.2. Rumusan Masalah

Permasalahan yang terdapat pada perencanaan Struktur Tahan Gempa menggunakan dinding geser Kantiliver (Shear Wall) Sesuai dengan SNI 03 – 1726 – 2002 dan SNI 03 – 2847 – 2002 pada Gedung Ijen Pedjadjaran Suites Hotel Malang ini adalah sebagai berikut :

1. Berapa besar gaya lateral akibat penambahan Dinding Geser Kantilever (Shear Wall) pengaruh Beban Gempa sesuai SNI 03-1726-2002 ?
2. Berapa jumlah tulangan yang digunakan pada dinding geser kantiliver ?

1.3. Maksud dan Tujuan

Maksud dari Tugas Akhir ini adalah :

1. Untuk mengetahui dan memahami gaya – gaya yang terjadi akibat titik pusat massa (center of mass) dan titik pusat kekakuan (center of rigidity / shear center) yang mempunyai jarak (exentrisitas) atau tidak = 0
2. Untuk mempelajari dan memahami lebih jauh mengenai cara merencanakan struktur tahan gempa dengan menggunakan Dinding Geser kantiliver beton bertulang pada Gedung Ijen Pedjadjaran suites Hotel Malang, sehingga dihasilkan struktur gedung yang tegar, kuat, aman serta memberikan kenyamanan.

Adapun tujuannya adalah untuk mengetahui perilaku dan pendetailan tulangan agar menghasilkan struktur yang dapat bertahan tanpa mengalami keruntuhan pada gempa sedang atau menengah (Letak proyek ini di kota Malang Termasuk Zona 4).

1.4. Batasan Masalah

Untuk mempersempit ruang lingkup pembahasan, maka penyusun menetapkan batasan masalah sebagai berikut :

1. Perhitungan dimensi kolom, balok dan pelat sesuai dengan gambar existing (data primer)
2. Perhitungan pembebanan
3. Pelat direncanakan dengan meshing dimana pelat berfungsi sebagai pengaku atau rigid diafragma.
4. Penulangan yang dihitung dikhususkan pada dinding geser kantiliver.

5. Beban gempa rencana analisis 3D dengan analisis dinamik, lokasi bangunan di Malang wilayah gempa 4 dan berada diatas tanah sedang.
6. Analisis struktur portal gedung ini menggunakan program bantu komputer yaitu “STAAD PRO 2004”

Sebagai pedoman dalam perencanaan , digunakan peraturan – peraturan yang berlaku di Indonesia, yaitu :

- Tata cara perhitungan struktur beton pengaruh Beban Gempa (SNI 03 - 1726 – 2002)
- Tata cara perhitungan struktur beton untuk Bangunan Gedung (SNI 03 - 2847 – 2002)

BAB II

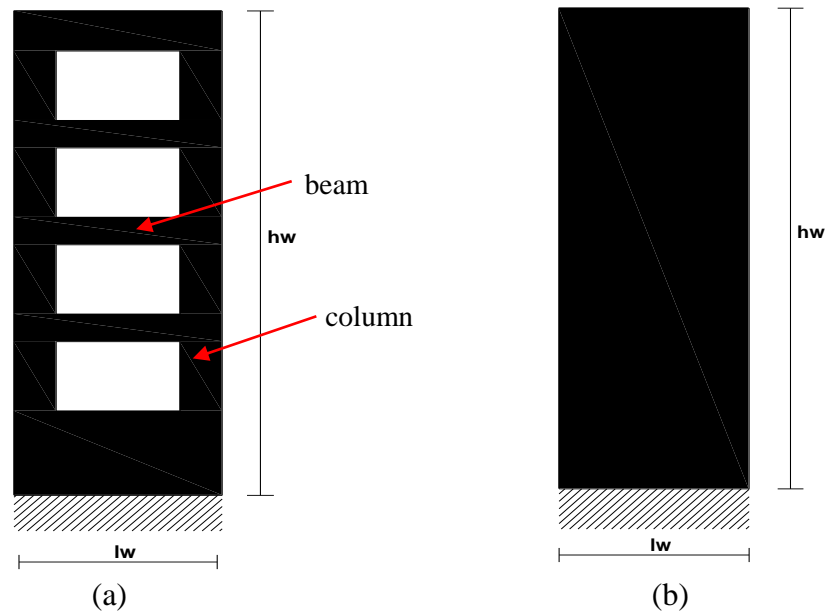
LANDASAN TEORI

2.1. Dinding Geser / Shear Wall

Gaya Horizontal yang bekerja pada konstruksi gedung seperti gaya-gaya yang disebabkan oleh beban angin ataupun beban gempa, dapat diatasi dengan berbagai cara. Dalam berbagai cara, daya pikul rangka kaku dari struktur ditambah dengan kekuatan yang diberikan oleh dinding pasangan bata serta partisi-partisi yang biasa dapat memikul beban angin. Namun demikian apabila gaya horizontal pada tiap elemen struktur gedung bertingkat yang bekerja karena suatu lubang atau lorong vertikal yang menerus yang berfungsi sebagai jalur lift dibutuhkan suatu perencanaan struktur yang khusus untuk menahan beban lateral tersebut, selanjutnya dinding geser berfungsi sebagai gelagar-gelagar kantilever yang terjepit didasarnya untuk menyalurkan beban-beban kebawah hingga pondasi.

Dinding Geser adalah unsur pengaku vertikal yang dirancang untuk menahan gaya lateral atau gempa yang bekerja pada bangunan. Dinding geser dapat sebagai dinding luar, dalam ataupun inti yang memuat ruang lift atau tangga. Penempatannya yang tepat pada gedung bertingkat akan memberikan suatu sistim penahan gaya lateral yang efisien. Pada gedung bertingkat tahan gempa yang kurang dari 20 lantai penerapan struktur ini merupakan suatu alternatif sedang untuk gedung yang terdiri dari 20 lantai dan selebihnya struktur dinding geser sudah menjadi kewajiban dilihat dari segi ekonomis dan efektif dari segi pengendali defleksi. Pada prakteknya terdapat 2 jenis dinding geser yang banyak digunakan :

- a. Dinding geser yang dihubungkan dengan portal atau dinding geser yang berangkai (coupled shear wall). Dinding geser berangkai terdiri dari dua atau lebih dinding kantilever yang mempunyai kemampuan untuk membentuk suatu mekanisme pelelehan lentur pada alasnya. Antara dinding geser-dinding geser kantilever tersebut saling dirangkaikan oleh balok-balok perangkai yang mempunyai kekuatan cukup sehingga mampu memindahkan gaya dari satu dinding ke dinding yang lain.
- b. Dinding geser kantilever (free standing shear wall). Adalah suatu dinding geser tanpa lubang-lubang yang membawa pengaruh penting terhadap perilaku dari struktur gedung yang bersangkutan. Dinding geser kantilever ada dua macam, yaitu dinding geser kantilever daktail dan dinding geser kantilever dengan daktilitas terbatas.



Dinding Geser Berangkai

Dinding Geser Kantilever

Sumber : Seismic Design of Reinforced concrete & Masonry Bulidings, T Paulay and M.J.N Priestley halaman 373.

Gambar 2.1. Jenis Dinding Geser

Dimana :

lw : Lebar dinding geser

hw : Tinggi dinding geser

Studi kasus untuk tugas akhir pada Proyek Pembangunan Gedung Ijen Padjadjaran Suites Hotel Malang ini menggunakan jenis dinding geser kantilever menerus yang berdiri sendiri (*free standing shear wall*). Menurut Kiyoshi Muto "*Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa*" 1963 : 27 yaitu :

Karakteristik daya tahan dinding untuk tujuan perancangan adalah :

- Dinding geser sebaiknya menerus ke atas
- Untuk memperoleh dinding geser yang kuat, balok keliling dan balok pondasi sebaiknya diperkuat.

- Bila dinding atas dan bawah tidak menerus (berseling) gaya gempa yang ditahan oleh dinding harus disalurkan melalui lantai.

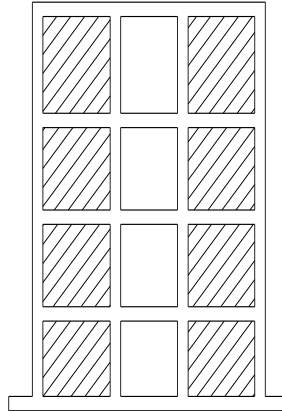
Kerangka gabungan dinding geser dengan portal beraneka ragam dan masalahnya sangatlah rumit. Beberapa kasus yang harus diperhatikan adalah karakteristik tegangan, deformasi, dan metode analisa perhitungan praktis untuk setiap kasus tersebut. Ketiga kasus tersebut adalah :

a) Dinding geser kopel (coupled shear wall)

Adalah dua dinding geser yang dihubungkan oleh balok yang pendek (balok koridor) dan merupakan struktur penahan gempa yang efektif dengan ketegaran yang besar. Bila dinding seperti ini dibebani gaya lateral, lendutan yang timbul pada setiap dinding bias diuraikan atas bagian-bagian yang sama seperti pada dinding geser yang berdiri sendiri :

- Deformasi geser, δ_s
- Deformasi lentur, δ_B
- Deformasi akibat rotasi pondasi, δ_R

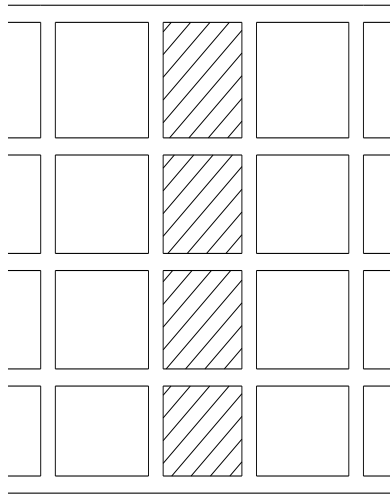
Dalam hal ini, deformasi akibat lentur dan rotasi pondasi akan dibatasi oleh balok penghubung dinding-dinding geser, yang jauh berbeda dengan kasus dinding geser yang berdiri sendiri. Untuk menganalisanya, dinding dianggap sebagai sebagai batang yang bisa dinyatakan oleh garis pusat dinding dan keseluruhan sistem diperlakukan sebagai portal satu bentang; kemudian metode analisa portal diterapkan dengan menyertakan deformasi geser dan lentur pada dinding dan balok yang dimiliki daerah tegar (rigid zone) dikedua ujungnya.



Gambar 2.2. Dinding Geser Kopel

b) Dinding geser yang dihubungkan dengan portal

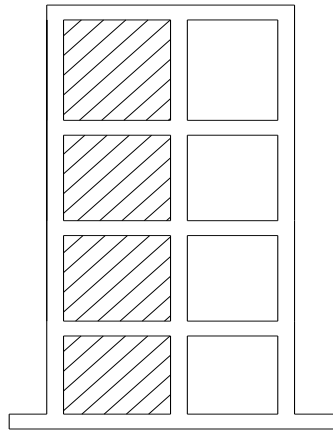
Bagian ini akan menjabarkan kasus portal yang dihubungkan pada semua tepi dinding geser. Sama halnya seperti dinding geser kopel, karakteristik lendutan pada kasus ini dapat dianggap analog seperti deformasi akibat lentur dan rotasi pada dinding geser independen yang dikekang oleh balok yang dihubungkan ke dinding tersebut. Namun pengekangan dalam kasus ini tidak seperti pada dinding geser kopel. Sama seperti pada dinding geser kopel, balok yang berhubungan dengan dinding geser geser akan mengalami tegangan yang besar; selain itu, kolom-kolom yang berdekatan mengalami pemusatan tegangan akibat deformasi yang diinduksi oleh dinding sehingga perhitungan yang khusus diperlukan pada bagian ini.



Gambar 2.3. Dinding geser yang dihubungkan dengan portal

c) Dinding geser yang dihubungkan dengan portal satu bentang.

Dinding geser dengan koridor disalah satu sisinya merupakan contoh dinding dan kolom yang dihubungkan oleh balok berbentang pendek (balok penghubung). Kasus ini termasuk kasus khusus dari dinding geser yang dihubungkan dengan portal dalam bagian sebelumnya. Ditinjau dari sudut perancangan karena bentang balok penghubung biasanya pendek, deformasi yang ditimbulkan oleh dinding akan mengakibatkan pemusatan tegangan pada balok dan kolom sehingga perencanaan elastic sangat sulit dilakukan. Oleh karena itu, dicoba untuk mengembangkan metode penentuan tegangan dan koefisien distribusi gaya geser dengan memakai contoh yang sesungguhnya, yang mana adalah dengan perancangan inelastis.



Gambar 2.4. Dinding geser yang dihubungkan dengan portal satu bentang

Tegangan geser sesuai SNI03-2847-2002, Pasal 13.10.3) : meskipun rasio lebar terhadap ketinggian dinding geser lebih kecil dari yang ada dibalok biasa, banyak percobaan pada dinding geser dengan ketebalan sama besar $1/25 l_w$ telah menunjukkan bahwa tegangan geser ultimate lebih dari $(5/6)\sqrt{f'_c}$ bisa saja diperoleh.

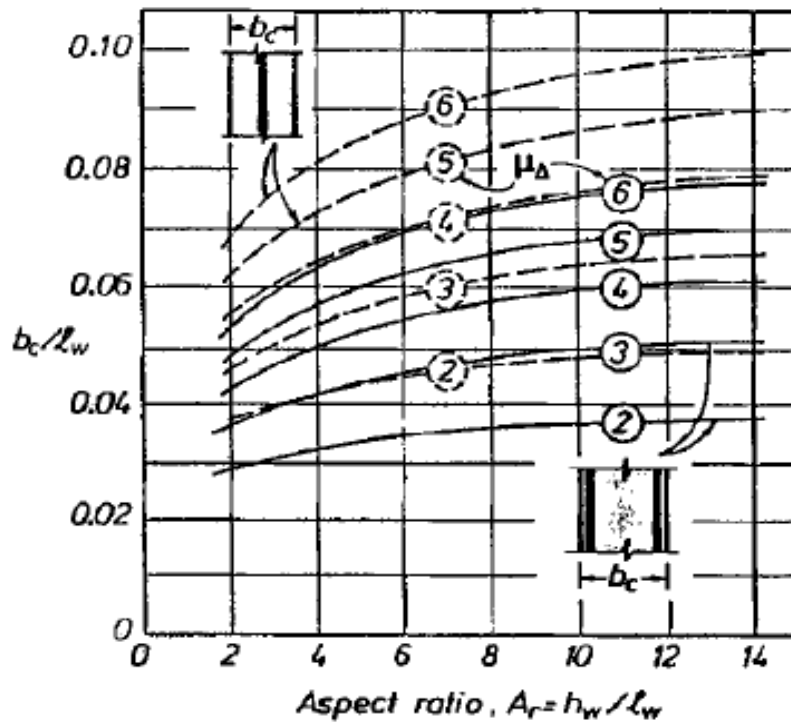
Dinding harus direncanakan terhadap beban eksentris dan setiap beban lateral atau beban lain yang bekerja padanya ; SNI03-2847-2002, Pasal 16.2.1) dan menurut Pasal 16.5.1) : dinding dengan penampang persegi empat yang masif boleh direncanakan berdasarkan ketentuan metode perencanaan empiris bila resultan seluruh beban terfaktor terletak didalam daerah sepertiga tengah ketebalan dinding total dan semua batasan yang tercantum dipenuhi.

Dengan ketebalan minimum dinding yang direncanakan ; SNI 03-2847-2002, pasal 16.5.3).(1) : ketebalan dinding pendukung tidak boleh kurang daripada $1/25$ tinggi atau panjang bagian dinding yang ditopang secara lateral, diambil yang terkecil, dan tidak pula kurang dari pada 100 mm.

Syarat-syarat Pendimensian dinding dinding geser :

Dengan menggunakan grafik (hal. 403) hubungan ketebalan kritis dengan

daktilitas simpangan, didapat : $\frac{bc}{lw}$



Sumber : *Seismic Desain of Reinforced concrete & Masonry Bulidings*, T Paulay and M.J.N

Priestley halaman 403

- Tebal Sayap Dinding Geser

- $b \geq b_w \quad b_1 \geq \frac{b_c l_w}{10b}$

- $b \geq b_c \quad b_1 \geq \frac{b_c^2}{b}$

- $b \geq \frac{h_i}{16}$, h_i adalah tinggi lantai pertama $b_1 \geq \frac{h_i}{16}$

Untuk mewujudkan prinsip disain kapasitas yang fundamental ini disain Dinding Struktural dapat dilakukan dengan 4 prosedur berikut ini :

1. Dengan beban lentur + aksial terfaktor, anggap potongan dasar dinding Struktural sebagai kolom dengan syarat penulangan longitudinal diujung dan badan Dinding Struktural sesuai dengan SNI 03-2847-2002 Pasal 23.6.(2) pada halaman 218 yang menyatakan bahwa :

“Paling sedikit dua lapis tulangan harus dipasang pada dinding apabila gaya geser bidang terfaktor yang dibebankan ke dinding melebihi $\frac{1}{6} \cdot A_{cv} \sqrt{f'_c}$;

Dimana :

- A_{cv} adalah luas bruto penampang beton yang dibatasi oleh tebal badan panjang penampang dalam arah gaya geser yang ditinjau (mm^2)
- f'_c adalah kuat tekan beton yang disyaratkan (MPa).

Selanjutnya untuk SNI 03-2847-2002 pasal 12.3(5) butir 1 halaman 71 memberikan batasan maksimum terhadap kuat tekan rencana (ϕP_n), yaitu :

$$\phi P_n (\text{maks}) = 0,85 \cdot \phi (0,85 \cdot f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st})$$

Dimana :

- ϕ adalah faktor reduksi kekuatan
- P_n adalah kuat beban aksial nominal pada eksentrisitas (N)
- f'_c adalah kuat tekan beton yang disyaratkan (Mpa)
- f_y adalah kuat leleh yang disyaratkan untuk tulangan, (MPa)
- A_g adalah luas bruto penampang (mm^2)

- Ast adalah luas total tulangan longitudinal (batang tulangan atau baja profil) (mm^2) ($A_{st} = \rho_v \cdot b \cdot d$),

dimana ρ_v = rasio penulangan, b = lebar (mm) dan d = tinggi efektif (mm).

Secara umum, rasio penulangan ρ_v untuk dinding struktural tidak boleh kurang dari yang disyaratkan dalam SNI 03-2847-2002 pasal 16.3.(2) dan 16.3.(3) (halaman 155), dimana $\rho_v \geq 0,0025$ sepanjang sumbu longitudinal dan transversal. Demikian pula halnya jarak spasi tulangan untuk masing-masing arah dan tidak boleh lebih dari 450 mm. Tulangan dipasang untuk menahan geser dan mencapai kuat geser tertentu harus di pasang menerus dan didistribusikan merata di seluruh bidang geser.

1. Pastikan tidak terjadi kegagalan oleh tegangan tarik dan tekan diagonal oleh beban geser dengan pengamanan berturut-turut sesuai :

“Pasal 23.6.(4(1)) yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 halaman 219 yang menyatakan bahwa : Kuat geser nominal, V_n dinding struktural tidak diperkenankan lebih daripada $V_n = A_{cv} [\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n \cdot f_y]$ ”

Dimana :

Koefisien $\alpha_c = \frac{1}{4}$ untuk $\left(\frac{h_w}{\lambda_w}\right) \leq 1,5$, $\alpha_c = \frac{1}{6}$ untuk $\left(\frac{h_w}{\lambda_w}\right) \leq 2,0$ dan dapat

digunakan interpolasi linier untuk nilai-nilai di antaranya.

Dimana :

h_w adalah tinggi dinding keseluruhan atau segmen dinding yang ditinjau dan

λ_w adalah panjang keseluruhan dinding atau segmen dinding yang ditinjau dalam arah gaya geser (mm).

➤ Pasal 23.6.(4(4)) yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 halaman 219 yang menyatakan bahwa : Kuat geser nominal sistem dinding struktural yang secara bersama-sama memikul beban lateral tidak boleh diambil melebihi $\frac{2}{3} \cdot A_{cv} \sqrt{f'_c}$, dengan A_{cv} adalah luas penampang total sistem dinding struktural, dan kuat geser nominal tiap dinding individual tidak boleh diambil melebihi $\frac{5}{6} \cdot A_{cp} \sqrt{f'_c}$, dimana A_{cp} adalah luas penampang dinding yang ditinjau.

2. Hindarkan instabilitas oleh regangan beton $> 0,003$ dengan pengadaan komponen batas sesuai Pasal 23.6.(6(2)) yang sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pada halaman 220 yang menyatakan bahwa : Untuk dinding-dinding atau sistem dinding yang menerus secara efektif dari dasar hingga puncak bangunan dan direncanakan memiliki satu penampang kritis untuk lentur dan gaya axial.

Deformasi pada dinding geser kantilever menyerupai deformasi kolom kantilever yang tegak lurus tanah dan selain deformasi lentur, dinding geser mengalami deformasi geser dan rotasi secara keseluruhan akibat gaya lateral. Deformasi total dihitung dengan menjumlahkan perpindahan δ_R akibat rotasi pondasi dan perpindahan δ_B dan δ_S akibat lentur dan gaya geser.

$$\delta = \delta_S + \delta_B + \delta_R$$

Dimana :

δ : Perpindahan relatif

δ_S : Deformasi geser

δ_B : Deformasi lentur

δ_R : Deformasi akibat rotasi pondasi

Gedung yang sesungguhnya tidak memiliki dinding geser yang berdiri sendiri karena dinding berhubungan dalam segala arah dengan balok atau batang lain ke kolom-kolom disekitarnya sehingga deformasi dinding akan dibatasi disebut sebagai pengaruh perbatasan (boundary effect) maka harus disertakan dalam perhitungan.

Untuk dinding geser berlubang, perpindahan relatif (δ) diakibatkan oleh deformasi lentur, deformasi geser, dan deformasi akibat rotasi pondasi seperti pada yang telah disebutkan diatas, pada kasus ini deformasi geser (δ_s) dinyatakan sebagai (δ_F), yakni deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang.

$$\delta = \delta_F + \delta_B + \delta_R$$

Dimana :

δ : perpindahan relatif

δ_F : Deformasi geser

δ_B : Deformasi lentur

δ_R : Deformasi akibat rotasi pondasi

Klasifikasi dinding geser berdasarkan perbandingan tinggi dinding dan lebar dinding di bagi menjadi 2 jenis, yaitu :

1. Dinding geser langsing (*Slender Shear Wall*)

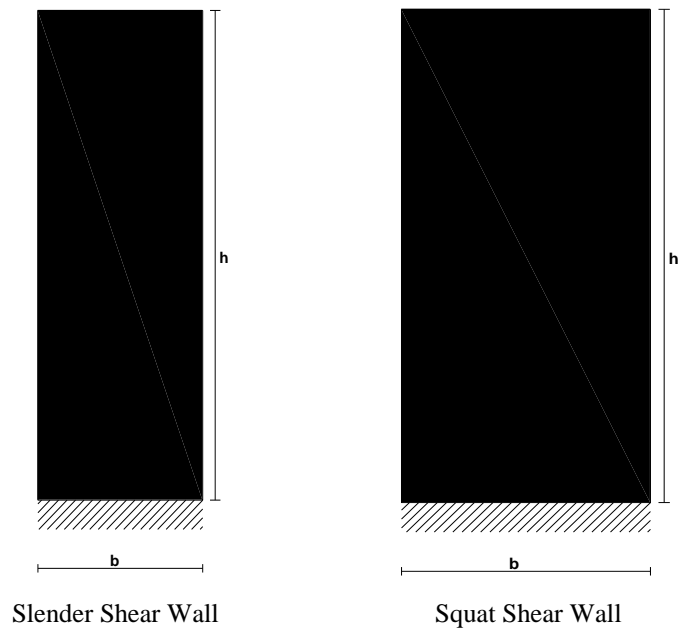
$$\text{Jika } \frac{(h)}{(b)} > 2$$

- 2.. Dinding geser gemuk (*Squat Shear Wall*)

$$\text{Jika } \frac{(h)}{(b)} \leq 2$$

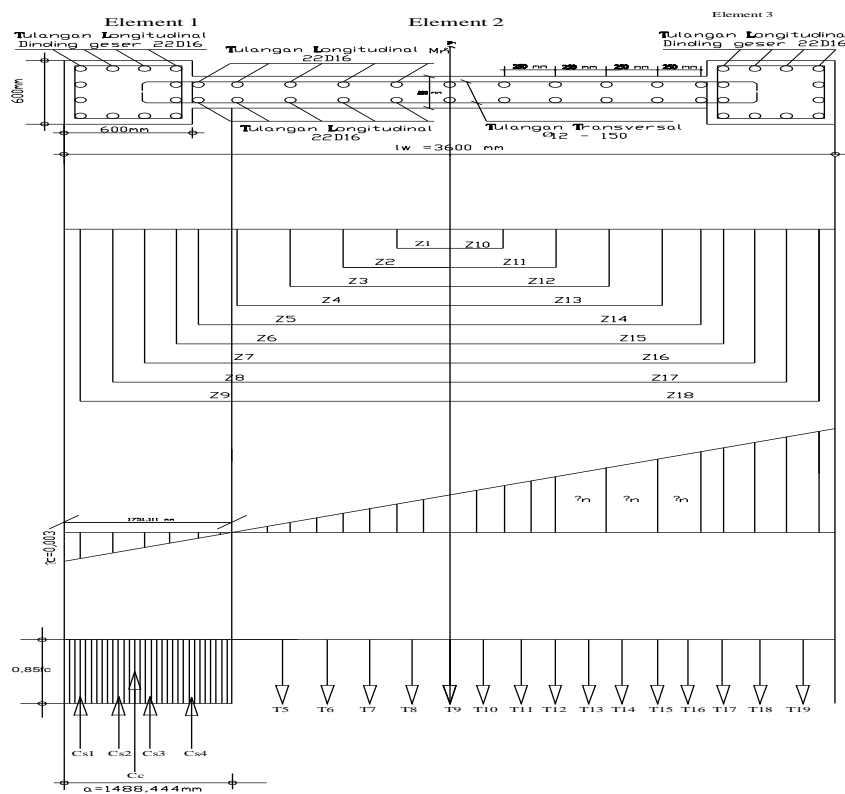
dimana : h adalah tinggi bruto dinding geser

b adalah lebar bruto dinding geser



Gambar 2.5. Klasifikasi Dinding Geser

Dalam mendesain kekakuan lentur untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut *T. Paulay* dan *M. Priestley* halaman 392-393, yaitu :



Gambar 2.6 Potongan penampang dan diagram

Dimana : l_w adalah lebar dinding geser.

Untuk keperluan penyambungan tulangan dari tingkat sebelumnya harus diteruskan agar menjamin perilaku serta kekuatan dari struktur. Panjang tulangan yang diteruskan tersebut panjangnya tidak kurang dari panjang penyaluran l_d .

Besarnya l_d dapat dihitung dengan rumus : $l_d = m_{db} \cdot l_{db}$ (Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T Paulay And M.J.N. Priestley hal 149)

dimana : $l_{db} = \frac{1,38 \cdot A_b \cdot f_y}{c \cdot \sqrt{f'_c}}$, satuannya MPa. (Seismic Of Reinforced Concrete and

Masonry Buildings, T Paulay And M.J.N. Priestley hal 150) dengan :

A_b adalah luas penampang tulangan (mm^2)

c adalah 3 x diameter tulangan (mm)

m_{db} adalah faktor modifikasi sebesar 1,3

Diameter tulangan tidak boleh melebihi $\frac{1}{8}$ dari tebal dinding geser.

Pada waktu berlangsungnya gempa, pada dinding geser akan terjadi gaya geser yang lebih besar dibandingkan perkiraan semula dengan analisa statik. Untuk mendapatkan kapasitas yang ideal pada setiap ketinggian dinding, maka gaya geser rencana harus diperbesar dengan memasukkan faktor ϕ dan faktor pembesaran dinamis (ω).

Untuk tulangan transversal sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.4(4(1b)) hal 213 :

$$A_{sh} = 0,09 (s h_c f'_c / f_{yh})$$

- A_{sh} adalah luas penampang total tulangan transversal (termasuk sengkang pengikat) dalam rentang spasi s dan tegak lurus terhadap dimensi h_c , mm^2 .

- h_c adalah dimensi penampang inti kolom (dinding struktural) diukur dari sumbu ke sumbu tulangan pengekang, mm.
- s adalah spasi tulangan transversal diukur sepanjang sumbu longitudinal komponen struktur, mm.
- f_{yh} adalah kuat leleh tulangan transversal yang disyaratkan, MPa.

Kuat geser yang diizinkan dalam SNI 03-2847-2002 hal 87 adalah

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Dengan $V_n = \frac{V_u}{\phi}$ dan $V_n = V_c + V_s$, V_n = kuat geser nominal

Asumsi ini dianggap bahwa kekuatan geser diberikan oleh tulangan geser V_s dan sisanya oleh beton. Kuat geser yang disumbangkan oleh beton harus diambil

$$: V_c = \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{6} \right) \cdot b_w \cdot d \text{ (SNI 03-2847-2002 halaman 89)}$$

Dimana $d = 0,8 l_w$ dimana l_w adalah lebar dinding geser.

Pada daerah sendi plastis, kuat geser hanya disumbangkan oleh tulangan-tulangan geser. Jadi $V_c = 0$.

Kuat geser yang disumbangkan diambil :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot 0,8 l_w}{S} \text{ (SNI 03-2847-2002 halaman 94)}$$

$$\text{Maka : } V_u \leq \phi \cdot V_n$$

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + V_s)$$

$$V_u \leq \left[(\phi V_c) + \left(\frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot 0,8 l_w}{S} \right) \right]$$

$$\frac{A_v}{S} \leq \frac{(V_u - V_c) \phi}{\phi \cdot f_y \cdot 0,8 \cdot l_w}$$

$$A_v \leq \frac{(V_u - V_c) \phi}{\phi \cdot f_y \cdot 0,8 \cdot l_w} \cdot S$$

Dimana :

V_n = kuat geser nominal

V_c = Gaya geser nominal yang disambungkan oleh beton, (kN)

V_s = gaya geser nominal yang disambungkan oleh sengkang/ begel (kN)

A_v = luas tulangan geser (cm²) l_w = lebar dinding geser (cm)

b_w = tebal dinding geser (cm) f_y = kuat leleh baja (mpa)

S = jarak tulangan geser (cm)

$$\leq 3 \cdot b_w$$

$$\leq 1/5 \cdot b_w$$

$$\leq 50 \text{ cm}$$

2.1.1 Dinding Geser Menurut Perencanaan Ketahanan Terhadap Gempa

Suatu subsistem gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang runtuhnya disebabkan oleh momen lentur (bukan oleh gaya geser) dengan terjadinya sendi plastis pada kakinya, dimana nilai momen lelehnya dapat mengalami peningkatan terbatas akibat pengerasan regangan. Rasio antara tinggi dan lebar dinding geser tidak boleh kurang dari 2 dan lebar tersebut tidak boleh kurang dari 1,5 m. (SNI 03-1726-2002 “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung” Pasal 3.1.4.1)

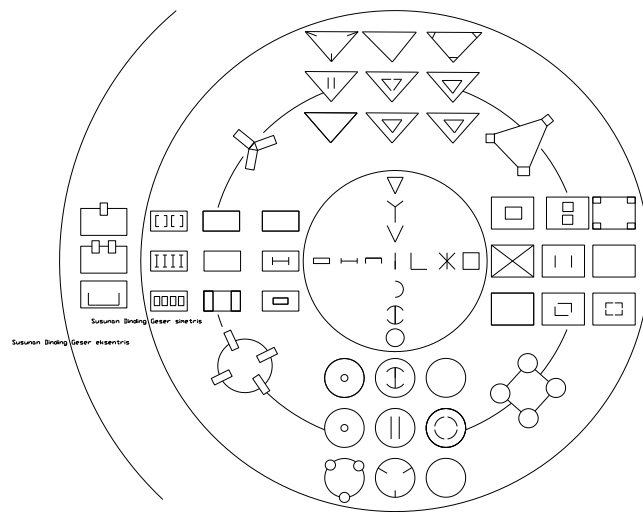
$$\text{Rasio} = \frac{\text{tinggi dinding geser (h)}}{\text{lebar dinding geser (b)}} \geq 2, \text{ dan } b \geq 1,5 \text{ m.}$$

2.1.2 Dinding Geser Beton Bertulang Berangkai

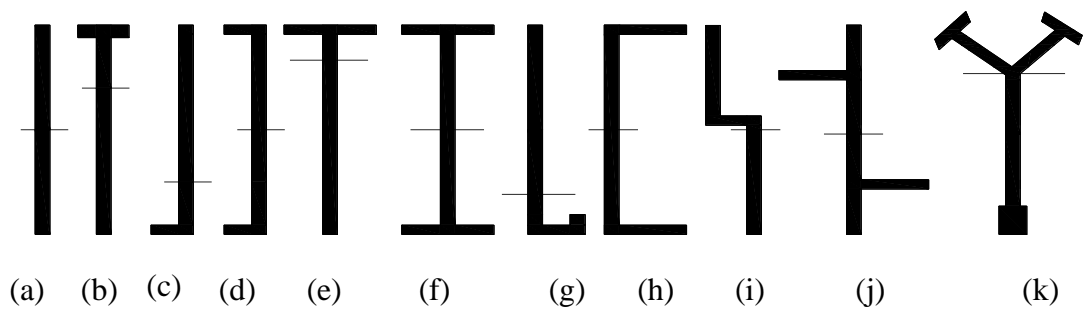
Suatu subsistem gedung yang fungsi utamanya adalah untuk memikul beban geser akibat pengaruh Gempa Rencana, yang terdiri dari dua buah atau lebih dinding geser yang dirangkaikan oleh balok-balok perangkai dan yang runtuhnya terjadi dengan suatu duktilitas tertentu oleh terjadinya sendi-sendi plastis pada kedua ujung balok-balok perangkai dan kaki semua dinding geser, di mana masing-masing momen lelehnya dapat mengalami peningkatan hampir sepenuhnya akibat pengerasan regangan. Rasio antara bentang dan tinggi balok perangkai tidak boleh lebih dari 4. (SNI 03-1726-2002 “Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Gedung” 3.1.4.2).

2.1.3 Bentuk dan Tata Letak Dinding Geser

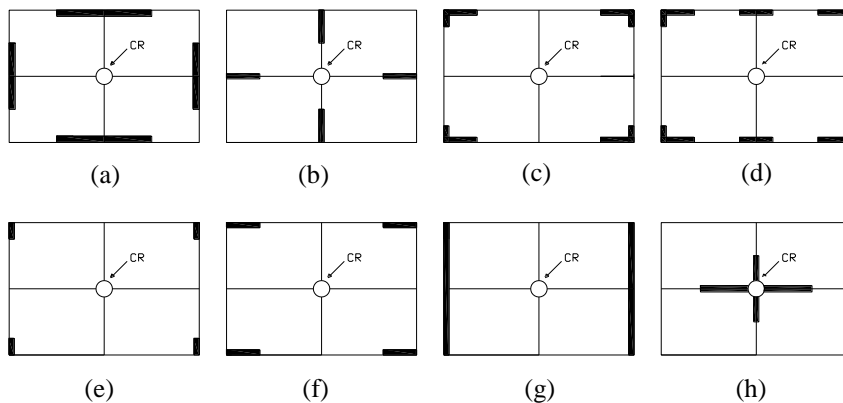
Sistem dinding geser dapat dibagi menjadi sistem terbuka dan tertutup. Sistem terbuka terdiri dari unsur linear tunggal atau gabungan unsur yang tidak lengkap, melingkupi ruang asimetris. Contohnya adalah L, X, T, V, Y atau H. Sedangkan sistem tertutup melingkupi ruang geometris, bentuk-bentuk yang sering dijumpai adalah bujur sangkar, segitiga, persegi panjang dan bulat. Bentuk dan penempatan dinding geser mempunyai akibat yang besar terhadap perilaku struktural apabila dibeban secara lateral. Dinding geser yang diletakkan asimetris terhadap bentuk bangunan harus memikul torsi selain lentur dan geser langsung.



Gambar 2.7 Bentuk dan Susunan Dinding Geser



Gambar 2.8 Bentuk Dinding Geser tegangan



Gambar 2.9 Tata letak dinding geser

Sumber : *Seismic Desain of Reinforced concrete & Masonry Bulidings, T Paulay and M.J.N Priestley* halaman 365 dan 368

dimana :

- Lingkaran yang terdapat pada tiap denah adalah CR (Centre of Rigidity) atau pusat kekakuan.
- Garis yang tebal menunjukkan dinding geser.
- Garis yang tipis menunjukkan garis denah gedung

Contoh perhitungan CR atau kekakuan struktur itu sendiri terdiri dari dua yaitu :

- Kekakuan penampang : $E_{(\text{Modulus Elastisitas})} \times I_{(\text{Inersia})}$
- Kekakuan batang, balok atau kolom : $\frac{E \times I}{L}$

Dimana ; $E = 200 \times 10^3 \text{ Mpa}$ (*SNI-03-2847-2002 Ps.10.5.2*) dan

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

2.1.4 Deformasi Dinding Geser

Deformasi dinding geser menyerupai deformasi balok yang tegak lurus tanah. Deformasi dinding geser bertingkat banyak dapat dibedakan atas :

- Deformasi lentur
- Deformasi geser
- Deformasi akibat rotasi

Diantara ketiga jenis deformasi ini, deformasi akibat lentur dan rotasi pondasi merupakan yang terbesar pada gedung bertingkat banyak. Karakteristik lendutan dinding berbeda jauh dengan karakteristik lendutan portal, dan lendutan dinding terutama dipengaruhi oleh deformasi tipe geser. Perpindahan relatif tingkat-tingkat atas suatu dinding geser jauh lebih besar daripada tingkat bawah, sedang perpindahan relatif tingkat-tingkat atas dan bawah pada portal hampir sama.

(Sumber : Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa, Kiyoshi Muto halaman 153)

2.1.4 Deformasi Dinding Geser Bertingkat Banyak yang Berdiri Sendiri

Seperti telah disebutkan semula bahwa deformasi suatu dinding dibedakan atas deformasi akibat lentur, geser, dan akibat rotasi dan pergerakan tumpuan. Deformasi lentur dan geser merupakan deformasi akibat lendutan elastis pada dinding. Deformasi geser sebanding dengan gaya geser yang dipikul oleh suatu tingkat dan sifat-sifatnya sudah dijabarkan. Perhitungannya juga sederhana karena hanya memperhatikan tingkat yang ditinjau. Sebaliknya, deformasi lentur berkaitan dengan gaya geser yang bekerja pada tingkat yang ditinjau dan momen lentur dari tingkat-tingkat yang lebih atas, serta dipengaruhi juga oleh putaran sudut akibat lendutan pada tingkat-tingkat yang lebih bawah. Oleh karena itu, karakteristik

deformasi lentur lebih rumit. Ringkasnya, deformasi dipengaruhi oleh letak tingkat dan keadaan distribusi gaya luar diatas dan dibawah tingkat yang ditinjau. Pengaruh deformasi lentur sangat besar pada dinding struktur bertingkat banyak dan menyebabkan ketegaran ditingkat-tingkat atas berkurang banyak. (*Sumber : Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa, Kiyoshi Muto halaman 156*)

2.1.5 Deformasi Dinding Geser Berlubang

Dinding dengan lubang untuk jendela dan pintu dapat juga menjadi dinding potongan yang efektif. Untuk memasukkan secara efektif dinding dengan bukaan dalam merancang tahan gempa, perlu meneliti kebiasaannya dari aspek ketegaran dan kekuatan. Dinding berlubang, walaupun sebutannya sederhana, pada dasarnya meliputi banyak sekali bentuk dinding. Lubang pada dinding bisa berupa lubang jendela yang seragam disetiap tingkat dan bentang, lubang jendela dan pintu yang berseling, lubang kecil untuk saluran (*duct*), lubang dengan pola yang tidak beraturan, dan lubang dengan ukuran yang beraneka ragam. Perpindahan relatif (δ_n) diakibatkan oleh deformasi lentur, deformasi geser, dan deformasi akibat rotasi pondasi seperti pada kasus dinding geser yang berdiri sendiri. Pada kasus ini, deformasi geser (δ_{Sn}) dinyatakan sebagai (δ_{Fn}), yakni deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang.

$$\delta_n = \delta_{Fn} + \delta_{Bn} + \delta_{Rn}$$

dimana : δ_n = perpindahan relatif tingkat n

δ_{Fn} = deformasi portal akibat gaya geser

δ_{Bn} = deformasi akibat lentur total

δ_{Rn} = deformasi akibat rotasi pondasi

Metode perhitungan deformasi lentur δ_{Bn} dan deformasi akibat rotasi pondasi δ_{Rn} sama seperti pada kasus dinding tanpa lubang. Masalah khusus pada dinding geser berlubang terletak pada deformasi geser yang timbul akibat adanya lubang atau deformasi portal δ_{Fn} . Perhitungan δ_{Fn} bervariasi sesuai dengan ukuran lubang dan karenanya metode analisa dibedakan atas 2 metode kasus, yaitu :

- Kasus lubang yang kecil.
- Kasus lubang yang besar.

(Sumber : Analisis Perancangan Gedung Tahan Gempa, Kiyoshi Muto halaman 173-174)

2.1.6 Langkah – langkah Desain Dari Sistim Dinding Geser

Langkah – langkah mendesain sistim dinding geser adalah :

- Pertimbangan dalam penempatan dinding geser
- Mendesain beban gravitasi berat massa
- Analisis terhadap sistim struktur
- Penentuan desain gaya – gaya yang bekerja
- Desain untuk kekuatan lentur

Dalam desain untuk kekakuan lentur untuk penulangan lentur vertikal dinding geser menurut Paulay dan Priestley halaman 392 – 393, yaitu :

- a) Besar ρ_v pada seluruh bagian geser tidak boleh kurang dari $0,7/f_y$ atau $0,0025$ (Mpa) dan tidak lebih dari $0,7/f_y$ (Mpa)
- b) Jarak antara tulangan Vertikal tidak boleh lebih dari 200 mm pada daerah lain (yaitu daerah elastis), 450 mm atau tiga kali tebal dinding
- c) Diameter tulangan tidak boleh melebihi $1/8$ dari tebal dinding geser.

2.2. Puntir (*Torsi*)

2.2.1 Pengertian Puntir (*Torsi*)

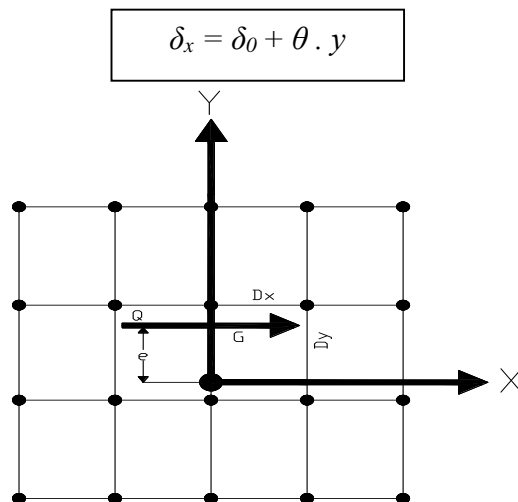
Torsi adalah puntiran dalam banyak hal, sering terjadi gaya yang menyebabkan elemen struktur berotasi terhadap sumbu longitudinalnya. Gaya yang merupakan resultan dari tegangan torsi merupakan kopel yang mengimbangi momen torsi eksternal. (*Sumber : Struktur oleh : Daniel L. Schodek*)

Puntir (*Torsi*) terjadi pada konstruksi beton monolit, terutama apabila beban bekerja pada jarak yang tidak nol dari sumbu memanjang batang struktur. Balok ujung dari panel lantai, balok tepi yang menerima beban dari satu sisi, atap kanopi dari *Halte bus* yang ditumpu oleh sistim balok di atas kolom, balok keliling pada lubang lantai dan juga tangga melingkar, semuanya merupakan contoh elemen struktural yang mengalami momen puntir. Momen puntir itu sering kali menyebabkan tegangan geser yang cukup besar. Sebagai akibatnya dapat terjadi retak-retak yang dapat menjalar sampai melebihi *limit serviceability* yang diijinkan. Pada keadaan nyata balok tepi suatu sistim struktural, besarnya kerusakan akibat torsi biasanya tidak terlalu mengkhawatirkan, ini disebabkan oleh adanya retribusi tegangan di dalam struktural. Hampir semua balok beton yang segi empat yang mengalami torsi mempunyai komponen penampang berupa segiempat seperti penampang bersayap (berflens) seperti penampang balok T dan L. Kapasitas beton sederhana dalam menahan torsi apabila dikombinasikan dengan beban lain dapat banyak dalam hal lebih kecil dari pada apabila hanya menahan momen torsi luar rencana yang sama tanpa dikombinasikan dengan gaya lainnya. (*Sumber : Beton Bertulang Dr. Edward G. Nawy, P.E.*). Secara umum, Torsi (puntiran) terjadi akibat

perputaran balok-gelagar atau kolom terhadap sumbunya. Perputaran yang diakibatkan oleh beban-beban yang titik kerjanya tidak terletak pada sumbu simetri vertikal. (Sumber : *Dasar-dasar Perencanaan Beton Bertulang oleh, Ir. W.C. Vis dan Ir. Gideon H. Kusuma M. Eng*).

2.2.2 Persamaan Teoritis Untuk Puntir (*Torsi*)

Rotasi puntir menimbulkan perpindahan dalam arah x dan y pada portal untuk melawan gaya geser. Persamaan ini bisa diperoleh dengan memakai teoritis biasa untuk puntir. Tinjaulah kasus gaya geser, Q yang bekerja dalam arah x . jika perpindahan δ_0 , dalam arah Q dan rotasi θ , terhadap titik pusat ketegaran terjadi, maka disejajarkan y (dalam arah x pada portal)



Gambar 2.10 Tata Letak Dinding Geser

2.3 Eksentrisitas Pusat Massa Terhadap Pusat Rotasi Lantai Tingkat

Pusat massa lantai tingkat suatu struktur gedung adalah titik tangkap *resultant* beban hidup yang sesuai, yang bekerja pada lantai tingkat itu. Pada perencanaan struktur gedung, pusat massa adalah titik tangkap beban gempa statik ekuivalen atau gaya gempa dinamik.

Pusat rotasi lantai tingkat suatu struktur gedung adalah suatu titik pada lantai tingkat itu yang bila suatu beban horisontal bekerja padanya, lantai tingkat tersebut tidak berotasi, tetapi hanya bertranslasi, sedangkan lantai-lantai tingkat lainnya yang tidak mengalami beban horisontal semuanya berotasi dan bertranslasi.

Antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat (e) harus ditinjau suatu eksentrisitas rencana e_d . Apabila ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat itu, diukur tegak lurus pada arah pembebanan gempa, dinyatakan dengan b , maka eksentrisitas rencana e_d harus ditentukan sebagai berikut :

- Untuk $0 < e \leq 0,3 b$:

$$e_d = 1,5 e + 0,05 b \text{ atau } e_d = e - 0,05 b$$

dan pilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur atau subsistem struktur gedung yang di tinjau :

- Untuk $e > 0,3 b$

$$e_d = 1,33 e + 0,1 b \text{ atau } e_d = 1,17 e - 0,1 b$$

dipilih diantara keduanya yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjau.

Dimana :

e = Eksentrisitas teoretis antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung dalam subskrip menunjukkan kondisi elastik penuh.

e_d = Eksentrisitas rencana antara pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat struktur gedung.

b = ukuran horisontal terbesar denah struktur gedung pada lantai tingkat

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh Gempa Rencana, eksentrisitas rencana e_d antar pusat massa dan pusat rotasi lantai tingkat menurut pasal 5.4.3. harus ditinjau baik dalam analisis statik, maupun dalam analisis dinamik 3 dimensi. (sumber : *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung SNI-1726-2002*)

Pada objek proyek ini bentuknya cenderung simetris menyebabkan Pusat Massa (Center of Mass) terhadap Pusat Kekakuan (Center of Rigidity) cenderung kemungkinan berimpit maka, akan tetapi efek eksentrisitas perlu ditinjau untuk mengetahui apakah diperlukan suatu eksentrisitas rencana. Dan perlu dianalisa apakah puntir yang mungkin ditimbulkan oleh efek eksentrisitas rencana tadi berpengaruh terhadap dinding geser.

2.4. Pembebanan Pada Struktur

Beban-beban yang akan ditanggung oleh suatu struktur atau elemen struktur tidak selalu dapat diramalkan dengan tepat sebelumnya, bahkan apabila beban-beban tersebut telah diketahui dengan baik pada salah satu lokasi sebuah struktur tertentu biasanya distribusi beban dari elemen yang lain pada keseluruhan struktur masih membutuhkan asumsi dan pendekatan. Adapun beberapa jenis beban yang bekerja pada suatu struktur antara lain :

2.4.1 Beban Mati (SNI 03 – 1726 – 2002)

Beban yang berasal dari berat sendiri semua bagian dari gedung yang bersifat tetap, termasuk dinding dan sekat pemisah, kolom, balok, lantai, atap, mesin dan peralatan yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung.

2.4.2 Beban Hidup (SNI 03 – 1726 – 2002)

Beban hidup ialah semua beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan suatu gedung dan kedalamnya termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat berpindah, mesin-mesin serta peralatan yang tidak merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung dan dapat diganti selama masa hidup dari gedung itu, sehingga mengakibatkan perubahan dalam pembebanan lantai dan atap tersebut. Khusus pada atap dalam beban hidup dapat termasuk beban yang berasal dari air hujan, baik akibat genangan maupun akibat tekanan jatuh butiran air hujan. Ke dalam beban hidup tidak termasuk beban angin, beban gempa dan beban khusus.

2.4.3 Beban Gempa (SNI 03 – 1726 – 2002)

Beban gempa ialah semua beban yang ditimbulkan dari gerakan-gerakan lapisan bumi ke arah horizontal dan vertikal, dimana gerakan vertikalnya lebih kecil dari gerakan horizontalnya.

2.4.4 Beban Khusus (SNI – 03 - 1726 – 2002)

Beban khusus ialah semua beban yang bekerja pada gedung atau bagian gedung yang terjadi akibat selisih suhu, pengangkatan dan pemasangan, penurunan pondasi, susut, gaya-gaya tambahan yang berasal dari beban hidup seperti gaya rem yang berasal dari keran, gaya sentrifugal dan gaya dinamis yang berasal dari mesin-mesin, serta pengaruh-pengaruh khusus.

2.4.5 Beban Kombinasi (SNI – 03 - 1726 – 2002)

Beban kombinasi ialah gabungan dari beban-beban yang bekerja pada suatu struktur. Pada beban kombinasi ini beban-beban dikalikan faktor keamanan.

Dari bermacam jenis pembebanan yang ada, kemudian jenis – jenis pembebanan tersebut dikombinasikan sehingga diperoleh gaya dalam yang maksimum yang sesuai keinginan maka perlu dibuat kombinasi sesuai dengan fungsi gedung, lokasi, dan perilaku beban yang kemungkinan akan terjadi terhadap struktur yang analisa. Adapun jenis – jenis kombinasi yang dipakai (SNI 03 – 2847 – 2002 Psl. 11.1) dalam penulisan tugas akhir ini antara lain :

- a. Kuat perlu U untuk menahan beban mati D paling tidak harus sama dengan $U = 1,4 D$ (SNI 03–2847–2002 Psl.11.2(4))

Kuat perlu untuk menahan beban mati (D) dan beban hidup (L) paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (A \text{ atau } R) \text{ (SNI 03–2847–2002 Psl.11.2(5))}$$

- b. Kekuatan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perencanaan dengan mengambil kombinasi pembebanan sebagai berikut :

$$U = 1,2D + 1,0L \pm 1,0E \text{ (SNI 03–2847–2002 Psl.11.2(8))}$$

Atau

$$U = 0,9D \pm E \text{ (SNI 03–2847–2002 Psl.11.2(9))}$$

Dimana:

- U = Kuat perlu
- D = Beban mati
- L = Beban hidup
- E = Beban gempa

2.5 Perencanaan Struktur Tahan Gempa

Dalam perencanaan struktur gedung terhadap pengaruh gempa rencana, semua unsur struktur gedung, baik bagian dari subsistem struktur gedung maupun bagian dari sistem struktur gedung seperti rangka (portal), dinding geser, kolom, balok, lantai, lantai tanpa balok (plat lantai cendawan) dan kombinasinya, harus diperhitungkan memikul gempa rencana. Struktur yang direncanakan diharapkan mampu bertahan oleh beban bolak-balik memasuki perilaku inelastis tanpa mengurangi kekuatan yang berarti. Karena itu, selisih energi beban gempa harus mampu disebarkan dan diserap oleh struktur yang bersangkutan dalam bentuk kemampuan deformasi secara inelastis. Kemampuan ini yang disebut sebagai daktilitas struktur.

Berdasarkan SNI 03-1726-2002 yang menyatakan bahwa pengertian Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur gedung untuk mengalami simpangan pasca-elastik yang besar secara berulang kali dan bolak-balik akibat beban gempa yang menyebabkan terjadinya pelelehan pertama, sambil mempertahankan kekuatan dan kekakuan yang cukup, sehingga struktur gedung tersebut tetap berdiri (tegar), walaupun sudah berada dalam kondisi di ambang keruntuhan. Dalam Daktilitas ada faktor Daktilitas yang merupakan rasio antara simpangan maksimum struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama di dalam struktur gedung. Daktilitas penuh adalah suatu tingkat daktilitas struktur gedung, di mana strukturnya mampu mengalami simpangan pasca-elastik pada saat mencapai kondisi di ambang

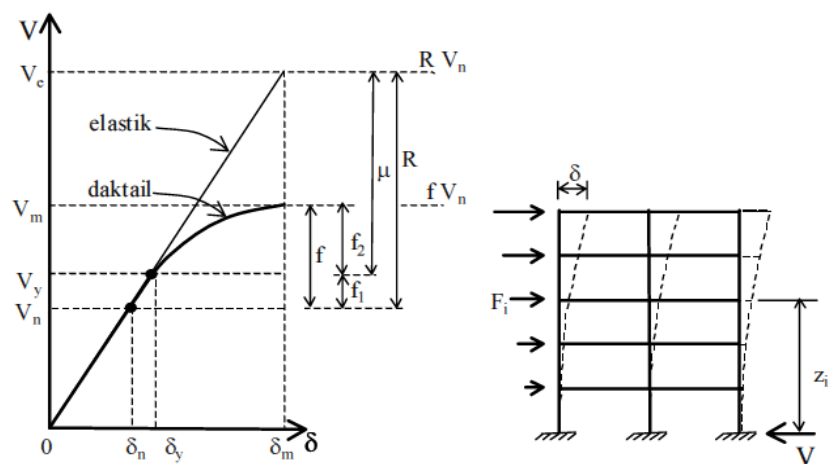
keruntuhan yang paling besar, yaitu dengan mencapai nilai faktor daktilitas sebesar 5,3.

Struktur yang elastik penuh, kondisi struktur di ambang keruntuhan tercapai bersamaan dengan pelelehan pertama di dalam struktur ($\delta_m = \delta_y$), dimana menurut SNI 03-1726-2002 hal 84 definisi δ_m adalah Simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan δ_y adalah Simpangan struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat terjadinya pelelehan pertama. Dalam jenis sistem struktur tidak semua mampu berperilaku daktil penuh dengan mencapai $\mu = 5,3$ namun faktor daktilitas maksimum (μ_m) yang dapat dicapai oleh berbagai jenis sistem struktur. Untuk perencanaan suatu struktur gedung nilai faktor daktilitas (μ) dapat dipilih sendiri oleh perencana atau pemilik gedung, asal memenuhi $1,0 \leq \mu \leq \mu_m$.

Asumsi bahwa struktur gedung daktil dan struktur gedung elastik penuh akibat pengaruh Gempa Rencana menunjukkan simpangan maksimum (δ_m) yang sama dalam kondisi di ambang keruntuhan (*constant maximum displacement rule*), sudah biasa dianut dalam standar-standar perencanaan ketahanan gempa untuk struktur gedung, agar terdapat hubungan antara V_y dan V_e melalui μ . Persamaan tersebut terdapat di SNI 03-1726-2002 hal 9 dinyatakan : $V_y = \frac{V_c}{\mu}$

Dimana menurut SNI 03-1726-2002 definisi dari V_y adalah pembebanan yang menyebabkan pelelehan pertama di dalam struktur gedung dan v_e adalah pembebanan maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung elastik penuh dalam kondisi di ambang keruntuhan.

Asumsi ini adalah konservatif, karena dalam keadaan sesungguhnya struktur gedung yang daktail memiliki δ_m yang relatif lebih besar dari pada struktur gedung yang elastik, sehingga memiliki μ yang relatif lebih besar dari pada yang diasumsikan. Asumsi yang dianut divisualisasikan dalam diagram beban-simpangan (diagram $V-\delta$) ditunjukkan dalam Gambar 2.1:



Gambar 2.11 Diagram beban simpangan (diagram V) struktur gedung
Sumber Gambar 2.1 : SNI 03-1726-2002 hal 46

Dimana :

V = Beban dasar nominal static ekuivalen akibat gempa rencana, kN

V_n = Pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal untuk struktur gedung

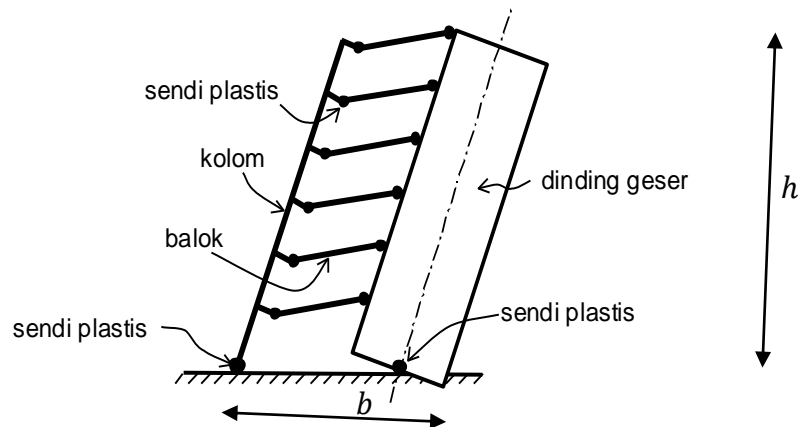
V_m = Pembebanan gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung

Dalam menetapkan pembebanan gempa nominal (V_n) akibat pengaruh Gempa Rencana yang harus ditinjau dalam perencanaan struktur gedung. Nilai V_n harus lebih rendah dari nilai V_y , sedemikian rupa sehingga rasio V_y/V_n merepresentasikan faktor kuat lebih beban (f_1) dan bahan f_1 yang terkandung di dalam struktur gedung. Faktor kuat lebih ini terbentuk oleh kekuatan terpasang dari

unsur-unsur struktur yang direncanakan melalui cara perencanaan beban dan kuat terfaktor. Secara teoritis nilai minimum f_1 adalah perkalian faktor beban dan faktor bahan yang dipakai dalam perencanaan beban dan kuat terfaktor, yaitu $f_1 = 1,05 \times 1,15 = 1,2$. Dalam hal ini, faktor bahan adalah kebalikan dari faktor reduksi kapasitas ($= 1/\phi$). Dalam kenyataannya selalu terjadi kekuatan unsur-unsur struktur yang berlebihan, karena jumlah tulangan atau profil terpasang yang lebih besar dari pada yang diperlukan, sehingga pada umumnya $f_1 > 1,2$. Untuk struktur gedung secara umum, menurut berbagai penelitian nilai f_1 yang representatif ternyata adalah sekitar $f_1 = 1,6$.

2.6 Perencanaan Kapasitas

Faktor daktilitas suatu struktur gedung merupakan dasar bagi penentuan beban gempa yang bekerja pada struktur gedung. Karena itu, tercapainya tingkat daktilitas yang diharapkan harus terjamin dengan baik. Hal ini dapat tercapai dengan menetapkan suatu persyaratan yang disebut “kolom kuat balok lemah”. Hal ini berarti, bahwa akibat pengaruh Gempa Rencana, sendi-sendi plastis di dalam struktur gedung hanya boleh terjadi pada ujung-ujung balok dan pada kaki kolom dan kaki dinding geser saja. Secara ideal, mekanisme keruntuhan suatu struktur gedung terdapat pada gambar 2.2 berikut ini :



Gambar 2.12 : Mekanisme keruntuhan ideal suatu struktur gedung dengan sendi plastis terbentuk pada ujung-ujung balok, kaki

Sumber Gambar 2.2 : SNI 03-1726-2002 hal 43

2.7 Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Beban Gempa

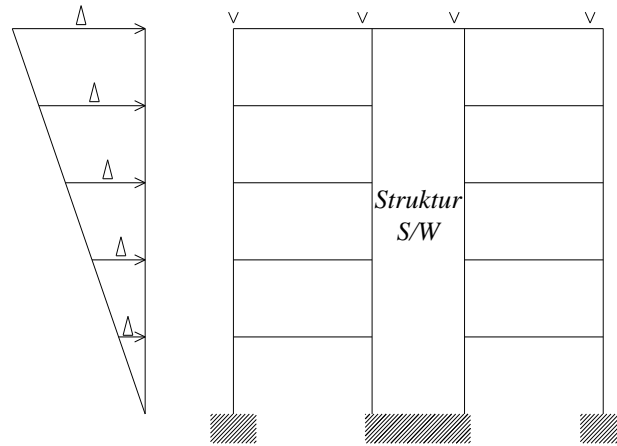
Sistem Ganda (Dual System)

Tipe sistem struktur ini memiliki 3 ciri dasar, yaitu :

1. Rangka ruang lengkap berupa Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) yang penting berfungsi memikul beban gravitasi.
2. Dinding Struktural (DS) dan Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM) direncanakan untuk menahan V secara proporsional berdasarkan kekakuan relatifnya.

Di Wilayah Gempa 5 dan 6, rangka ruang itu harus didisain sebagai Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dan Dinding Struktural Beton Khusus (DSBK). Di Wilayah Gempa 3 dan 4, Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Dinding Struktural tak perlu detailing khusus, sedangkan untuk Wilayah Gempa 1 dan 2, SRPM boleh pakai Rangka Pemikul Momen Biasa juga DS Pakai DS Beton Biasa. Jadi untuk perencanaan gedung ini yang terdapat di wilayah 4 menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM) dan Dinding

Struktural tak perlu detailing khusus.



Sistem Ganda

Gambar 2.13 : Sistem Struktur Beton Bertulang Penahan Gempa Bumi

Sumber Gambar 2.3: Seismic Of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, T Paulay

And M.J.N. Priestley hal 505.

2.8 Perencanaan Terhadap Beban Gempa

Untuk memperhitungkan pengaruh arah gempa yang kemungkinan tidak searah sumbu utama struktur gedung, maka SNI 03-1726-2002 menetapkan, pengaruh pembebanan searah sumbu utama harus dianggap terjadi bersamaan dengan 30 % pengaruh pembebanan dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan.

▪ ***Pengaruh Gempa Horizontal***

Pengaruh gempa bekerja dalam kedua arah utama dari gedung secara bersamaan. Peraturan ini menetapkan bahwa struktur-struktur daktail direncanakan terhadap suatu bagian kecil saja dari pengaruh gempa, dan karenanya banyak unsur – unsur struktur sudah akan mencapai sebagian saja dari percepatan gempa dalam suatu arah tertentu baru mencapai sebagian saja dari percepatan

maksimum gempa tersebut. Hal-hal diatas perlu kiranya disadari dalam perencanaan sudah struktur dan bila diinginkan dapat diterapkan dalam perencanaan sesungguhnya, terutama untuk struktur-struktur gedung yang sangat penting. Sehubungan dengan hal tersebut, pasal ini mensyaratkan agar unsur – unsur primer direncanakan terhadap pengaruh 100% dari gempa rencana dalam suatu arah utama yang dikombinasikan dengan 30% dari gempa rencana dalam arah tegak lurus padanya. Berhubung dengan itu, kombinasi – kombinasi pengaruh beban gravitasi, gempa dalam arah – X dan gempa arah - Y (tegak lurus pada arah – X) berikut harus ditinjau dalam perencanaan unsur – unsur struktur (artinya: pengaruh gempa arah – X dikerjakan pada unsur-dalam arah itu dikombinasikan dengan pengaruh arah – Y dikerjakan dengan arah tegak lurus pada arah – X).

Kombinasi pembebanan (dengan memperhatikan tanda yang sesuai) yang menghasilkan keadaan yang paling berbahaya bagi suatu unsur adalah yang dipakai untuk perencanaan. Pada umumnya, peninjauan pengaruh gempa dalam dua arah yang saling tegak lurus ini hanya diperlukan untuk kolom – kolom atau unsur – unsur vertikal dari sistem penahan gempa.

▪ ***Pengaruh gempa vertikal***

Walaupun percepatan-percepatan vertikal yang besar telah dicatat dekat pada pusat dari banyak gempa, respons dari struktur – struktur gedung terhadap gerakan tersebut belum banyak diketahui. Karena itu, dianggap bahwa sampai tersedianya hasil penelitian lebih lanjut mengenai respons dari struktur – struktur gedung terhadap gerakan vertikal, hanya beberapa bagian yang kritis dari struktur gedung.

- ***Beban gravitasi vertikal***

Beban – beban hidup pada struktur gedung pada umumnya direduksi pada waktu analisa gempa pada struktur tersebut, sehubungan dengan kecilnya kemungkinan bekerjanya beban hidup penuh dan pengaruh gempa penuh secara bersamaan pada struktur secara keseluruhan diagram koefisien gempa dasar C atau Zona gempa 4. Menurut SNI 03-1726-2002 hal 29 mengatur Analisis respons dinamik.

2.9 Perencanaan struktur gedung tidak beraturan

2.9.1 Analisis respons dinamik

Analisis respons dinamik adalah beban yang berubah – ubah sesuai waktu atau diartikan sebagai “Time Varying”. Sebagian besar bangunan sipil dapat didesain hanya menerima beban statis. Pada hal pada kenyataannya tidak ada struktur yang benar – benar menerima beban statis. Gaya – gaya yang bekerja selalu berubah menurut fungsi waktu.

Struktur gedung tidak beraturan berpengaruh terhadap Gempa Rencana harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi, dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, setidaknya gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi.

Daktilitas struktur gedung tidak beraturan yang representatif mewakili daktilitas struktur 3D. Tingkat daktilitas tersebut dapat dinyatakan dalam faktor reduksi gempa R representatif, yang dapat dihitung sebagai nilai rata-rata berbobot dari faktor reduksi gempa untuk 2 arah sumbu koordinat ortogonal dengan gaya

geser dasar yang dipikul oleh struktur gedung dalam masing-masing arah tersebut sebagai besaran pembobotnya yang terdapat di SNI 03-1726-2002 hal 29 persamaan berikut:

$$R = \frac{V_x^o + V_y^o}{V_x^o / R_x + V_y^o / R_y}$$

dimana :

- R_x : Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-x pada struktur gedung tidak beraturan.
- V_x^o : Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-x di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.
- R_y : Faktor reduksi gempa untuk pembebanan gempa dalam arah sumbu-y pada struktur gedung tidak beraturan.
- V_y^o : Gaya geser dasar nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada taraf pembebanan nominal yang bekerja dalam arah sumbu-y di tingkat dasar struktur gedung tidak beraturan.

Metode ini hanya boleh dipakai, jika rasio antara nilai - nilai faktor reduksi gempa untuk 2 arah pembebanan gempa tersebut tidak lebih dari 1,5.

Nilai akhir respons dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana dalam suatu arah tertentu, diambil kurang dari 80% nilai respons ragam yang pertama. Apabila respons dinamik struktur gedung dinyatakan dalam gaya geser dasar nominal V , maka persyaratan tersebut

dapat dinyatakan menurut SNI 03-1726-2002 hal 30 pada persamaan berikut :

$$V \geq 0,8 V_1$$

di mana V_1 adalah gaya geser dasar nominal sebagai respons ragam yang pertama terhadap pengaruh Gempa Rencana menurut SNI 03-1726-2002 pada persamaan berikut :

$$V_1 = \frac{C_1 I}{R} W_t$$

dengan C_1 adalah nilai Faktor Respons Gempa yang didapat dari Spektrum Respons Gempa Rencana menurut Gambar 2.12 untuk waktu getar alami pertama T_1 , I adalah

Faktor Keutamaan menurut Tabel 1 dan R adalah faktor reduksi gempa representatif dari struktur gedung yang bersangkutan, sedangkan W_t adalah berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai.

2.9.2 Analisis Ragam Spectrum Respons

Spectrum respon adalah hubungan antara percepatan respon maksimum suatu sistem satu derajat kebebasan (SDK) akibat suatu gempa yang terjadi sebagai fungsi dari factor redaman dan waktu getar alami sistem SDK. Perhitungan respon dinamic struktur gedung tidak beraturan terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, dapat dilakukan dengan metode analisis ragam spectrum respon dengan memakai spectrum respon gempa rencana menurut gambar 2.4 yang nilai ordinatnya dikalikan factor reduksi I/R , dimana I adalah factor keutamaan sedangkan R adalah factor reduksi gempa representative dari struktur gedung yang bersangkutan. Dalam hal ini jumlah ragam vibrasi yang ditinjau dalam

penjumlahan respon ragam menurut metode ini harus sedemikian rupa, sehingga partisipasi massa dalam menghasilkan respon total harus mencapai sekurang-kurangnya 90%.

Gaya geser tingkat nominal akibat pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur gedung hasil analisis ragam spectrum respon dalam suatu arah tertentu harus dikalikan nilai dengan suatu faktor skala (*Sumber SNI 03-1726-2002*):

$$\text{Factor skala} = \frac{0.8 V_1}{V_t} > 1$$

Dimana :

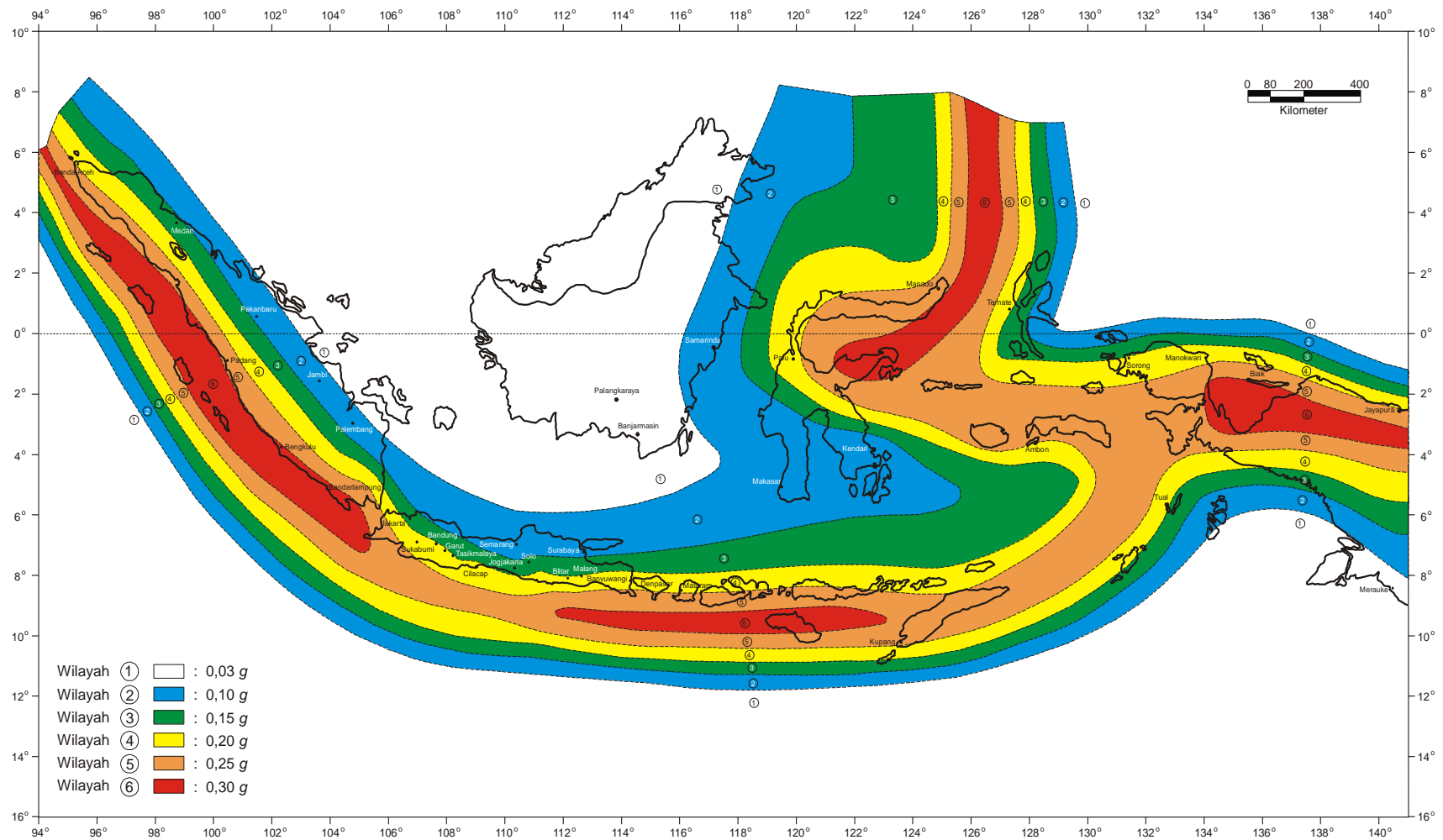
V_1 = gaya geser dasar nominal sebagai respon dinamik ragam yang pertama saja.

V_t = gaya geser dasar nominal yang dapat dari hasil analisis ragam spectrum respon yang telah dilakukan.

2.9.3 Wilayah Gempa

Menurut SNI 1726 wilayah Indonesia dibagi dalam 6 wilayah Gempa (WG), wilayah gempa disusun berdasarkan atas 10 % kemungkinan gerak tanah oleh gempa rencana dilampui dalam periode 50 tahun yang identik dengan periode ulang rata-rata 500 tahun. Wilayah gempa dicirikan oleh nilai Percepatan Puncak Efektif Batuan Dasar (PPEBD) di masing-masing wilayah dan dinyatakan dalam fraksi dari konstanta gravitasi (g). Wilayah Gempa 1 adalah wilayah kegempaan paling rendah dengan $PPEBD = 0.03$ g sedangkan wilayah gempa 6 menyanggah wilayah kegempaan tertinggi dengan $PPEBD = 0.3$ g.

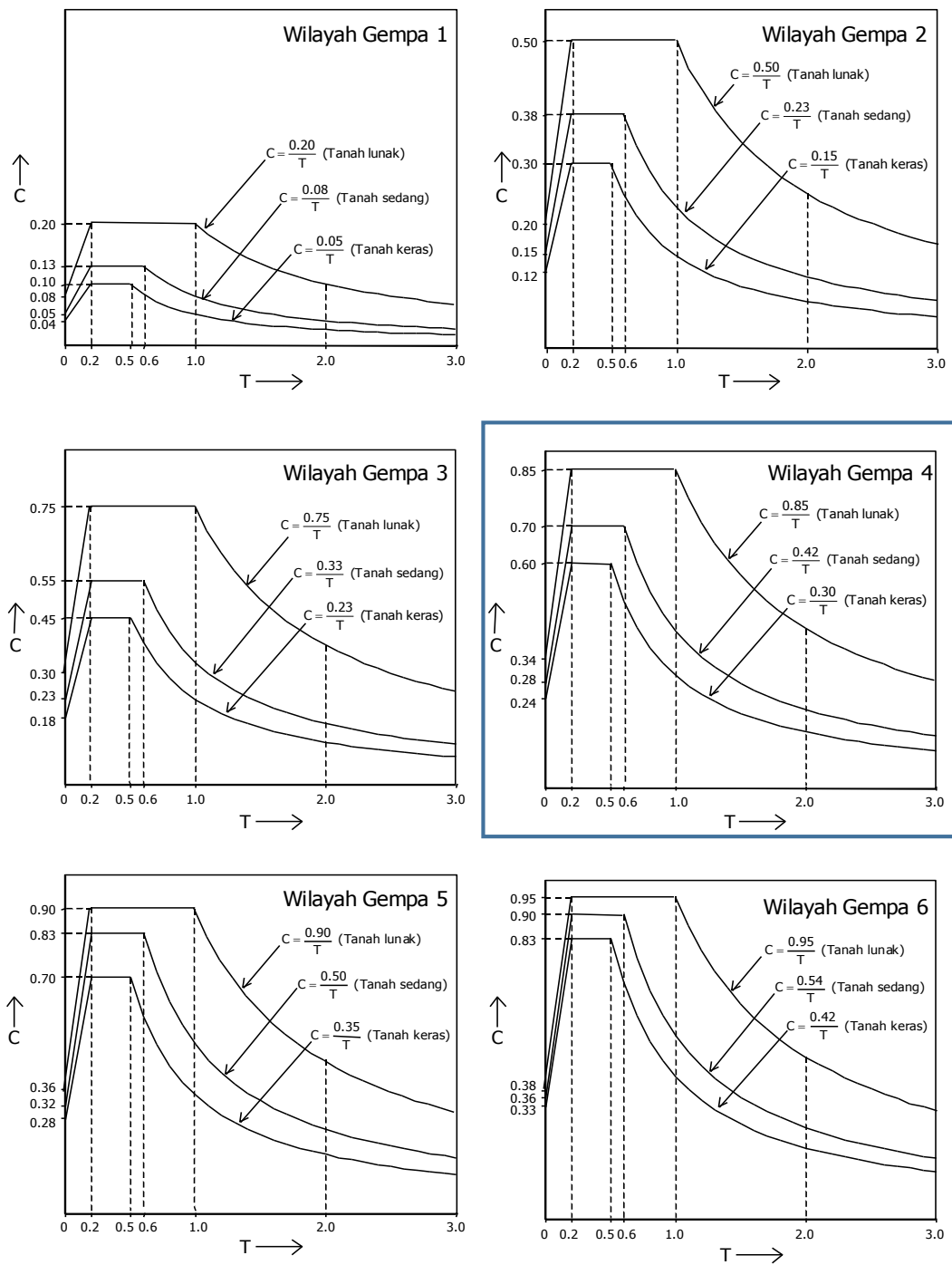
Dalam kasus ini lokasi gedung yang kami amati adalah kota Malang Jawa – Timur maka termasuk wilayah gempa 4 kegempaan sedang dengan $PPEBD = 0.20$ g.



Gambar 2.14 Wilayah Gempa Indonesia dengan percepatan puncak bantuan dasar dengan perioda ulang 500 tahun

2.9.4 Faktor Respons Gempa

Faktor respons gempa dinyatakan dalam percepatan gravitasi, besarnya nilai faktor respons gempa diambil dari grafik yang bergantung pada besarnya waktu getar alami. Dari gambar 2. 13 faktor respon gempa, hal yang pertama dilakukan adalah menentukan wilayah gempa sesuai peta wilayah gempa. Kemudian menentukan jenis tanah keras dan memasukkan nilai T (waktu getar alami) dan persamaan C (koefisien geser) sesuai respon spektrum ke program untuk menganalisis gempa dinamis.



Gambar 2.15 : Respons Spektrum Gempa Rencana

Sumber Gambar 2.2 : SNI 03-1726-2002 hal 21

2.9.5 Faktor Reduksi Gempa (R)

Faktor Reduksi Gempa adalah rasio antara beban gempa maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gempa elastik penuh dan beban gempa nominal akibat pengaruh Gempa Rencana pada struktur gedung daktail, bergantung pada faktor daktilitas struktur gedung tersebut faktor reduksi representative struktur gedung tidak beraturan. Faktor Reduksi Gempa dapat diambil menurut tabel 2 :

Tabel 2.1 Faktor daktilitas maksimum, faktor reduksi gempa maksimum, faktor tahanan lebih struktur dan faktor tahanan lebih total beberapa jenis sistem dan subsistem struktur gedung

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
<ul style="list-style-type: none"> Sistem ganda Terdiri dari: 1) rangka ruang yang memikul seluruh beban gravitasi; 2) pemikul beban lateral berupa dinding geser atau rangka bresing dengan rangka pemikul momen. Rangka pemikul momen harus direncanakan secara	1. Dinding geser			
	a. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang	5,2	8,5	2,8
	b. Beton bertulang dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang	4,0	6,5	2,8
	2. RBE baja			
	a. Dengan SRPMK baja	5,2	8,5	2,8
	b. Dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	3. Rangka bresing biasa			

Sistem dan subsistem struktur gedung	Uraian sistem pemikul beban gempa	μ_m	R_m	f
terpisah mampu memikul sekurang-kurangnya 25% dari seluruh beban lateral; 3) kedua sistem harus direncanakan untuk memikul secara bersama-sama seluruh beban lateral dengan memperhatikan interaksi /sistem ganda)	a. Baja dengan SRPMK baja	4,0	6,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8
	c. Beton bertulang dengan SRPMK beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	4,0	6,5	2,8
	d. Beton bertulang dengan SRPMM beton bertulang (tidak untuk Wilayah 5 & 6)	2,6	4,2	2,8
	4. Rangka bresing konsentrik khusus			
	a. Baja dengan SRPMK baja	4,6	7,5	2,8
	b. Baja dengan SRPMB baja	2,6	4,2	2,8

Sumber Tabel 2.2. SNI 03-1726-2002 hal 7

Keterangan tabel :

- μ_m adalah faktor daktilitas struktur gedung, rasio antara simpangan maksimum struktur gedung akibat pengaruh Gempa Rencana pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan simpangan struktur gedung pada saat terjadinya pelelehan pertama.
- R_m adalah faktor reduksi gempa maksimum yang dapat dikerahkan oleh suatu jenis atau subsistem struktur gedung.

- f adalah kuat lebih total yang terkandung di dalam struktur gedung secara keseluruhan, rasio antara beban maksimum akibat pengaruh Gempa Rencana yang dapat diserap oleh struktur gedung pada saat mencapai kondisi di ambang keruntuhan dan beban gempa nominal.

Tabel 2.2 Koefisien ζ yang membatasi waktu getar alami

Fundamental struktur gedung

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Sumber Tabel 2.3. SNI 03-1726-2002 hal 26

2.9.6 Arah Pembebanan Gempa

Berdasarkan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002), bahwa dalam perencanaan struktur gedung arah pembebanan gempa harus ditentukan sedemikian rupa agar memberikan pengaruh terhadap struktur gedung secara keseluruhan. Pengaruh pembebanan gempa harus dianggap efektif 100% pada arah sumbu utama dan terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa arah tegak lurus sumbu utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30%.

2.9.7 Analisis Dinamik

Analisis dinamis untuk perancangan struktur tahan gempa dilakukan jika diperlukan evaluasi yang lebih akurat dari gaya-gaya gempa yang bekerja pada struktur, serta untuk mengetahui perilaku dari struktur akibat pengaruh gempa. Pada struktur bangunan tingkat tinggi atau struktur dengan bentuk atau konfigurasi yang tidak teratur. Analisis dinamis dapat dilakukan dengan cara elastis maupun inelastis. Pada cara elastis dibedakan Analisis Ragam Riwayat Waktu (Time History Modal Analysis), dimana pada cara ini diperlukan rekaman percepatan gempa dan Analisis Ragam Spektrum Respons (Response Spectrum Modal Analysis), dimana pada cara ini respons maksimum dari tiap ragam getar yang terjadi didapat dari Spektrum Respons Rencana (Design Spectra). Pada analisis dinamis elastis digunakan untuk mendapatkan respons struktur akibat pengaruh gempa yang sangat kuat dengan cara integrasi langsung (Direct Integration Method). Analisis Dinamis Elastis lebih sering digunakan karena lebih sederhana. Untuk struktur gedung yang tidak beraturan yang tidak memenuhi struktur gedung beraturan, pengaruh gempa rencana terhadap struktur gedung tersebut harus ditentukan melalui analisis respons dinamik 3 dimensi. Untuk mencegah terjadinya respons struktur gedung terhadap pembebanan gempa yang dominan dalam rotasi dari hasil analisis vibrasi bebas 3 dimensi, paling tidak gerak ragam pertama (fundamental) harus dominan dalam translasi. (SNI 1726)

Analisis dinamik adalah untuk menentukan pembagian gaya geser tingkat akibat gerakan tanah oleh gempa dan dapat dilakukan dengan cara analisis ragam spektrum respons. Pembagian gaya geser tingkat tersebut adalah untuk

menggantikan pembagian beban geser dasar akibat gempa sepanjang tinggi gedung pada analisis beban statik ekuivalen. Pada analisis ragam spektrum respons, sebagai spektrum percepatan respons gempa rencana harus dipakai diagram koefisien gempa dasar (C) untuk wilayah masing-masing gempa. Nilai C tersebut tidak berdimensi sehingga respons masing-masing ragam merupakan respon relatif.

Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu-waktu getar alami yang berdekatan harus dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Kombinasi Kuadratik Lengkap (Complete Quadratic Combination atau CQC). Waktu getar alami harus dianggap berdekatan, apabila selisih nilainya kurang dari 15%. Untuk struktur gedung tidak beraturan yang memiliki waktu getar alami yang berjauhan, penjumlahan respon ragam tersebut dapat dilakukan dengan metoda yang dikenal dengan Akar Jumlah Kuadrat (Square Root of the Sum of Squares atau SRSS) (SNI 1726).

Perbedaan antara Beban Statik dan Dinamik (Widodo 2000)

Pada ilmu statika keseimbangan gaya-gaya didasarkan atas kondisi statik, artinya gaya-gaya tersebut tetap intensitasnya, tetap tempatnya dan tetap arah/ garis kerjanya. Gaya-gaya tersebut dikategorikan sebagai beban statik. Kondisi seperti ini akan berbeda dengan beban dinamik dengan pokok-pokok perbedaan sebagai berikut ini :

- a. Beban dinamik adalah beban yang berubah-ubah menurut waktu (time varying) sehingga beban dinamik merupakan fungsi dari waktu.
- b. beban dinamik umumnya hanya bekerja pada rentang waktu tertentu. Untuk gempa bumi maka rentang waktu tersebut kadang-kadang hanya beberapa detik

- saja. Walaupun hanya beberapa detik saja namun beban angin dan beban gempa misalnya dapat merusakkan struktur dengan kerugian yang sangat besar.
- c. beban dinamik dapat menyebabkan timbulnya gaya inersia pada pusat massa yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan.
 - d. beban dinamik lebih kompleks dibanding dengan beban statik, baik dari bentuk fungsi bebannya maupun akibat yang ditimbulkan. Asumsi-asumsi kadang perlu diambil untuk mengatasi ketidakpastian yang mungkin ada pada beban dinamik.
 - e. karena beban dinamik berubah-ubah intensitasnya menurut waktu, maka pengaruhnya terhadap struktur juga berubah-ubah menurut waktu. Oleh karena itu penyelesaian problem dinamik harus dilakukan secara berulang-ulang bersifat penyelesaian tunggal (single solution), maka penyelesaian problem dinamik bersifat penyelesaian berulang-ulang (multiple solution).
 - f. sebagai akibat penyelesaian yang berulang-ulang maka penyelesaian struktur dengan beban dinamik akan lebih mahal dan lebih lama.
 - g. beban dinamik menimbulkan respon yang berubah-ubah menurut waktu, maka struktur yang bersangkutan akan ikut bergetar/ada gerakan. Dalam hal ini bahan akan melakukan resistensi terhadap gerakan dan pada umumnya dikatakan bahan yang bersangkutan mempunyai kemampuan untuk meredam getaran. Dengan demikian pada pembebanan dinamik, akan terdapat peristiwa redaman yang hal ini tidak ada pada pembebanan statik.

2.9.8 Pembatasan Penyimpangan Lateral

Pada SNI 03-1726-2002 simpangan antara akibat pengaruh gempa nominal dibedakan dua macam :

Kinerja Batas Layan (KBL) struktur gedung yang besarnya dibatasi

$$\leq \frac{0,03}{R} h_i \text{ atau } \leq 30 \text{ mm}$$

Pembatasan ini bertujuan mencegah terjadinya pelelehan baja dan peretakan beton yang berlebihan disamping menjaga kenyamanan penguni.

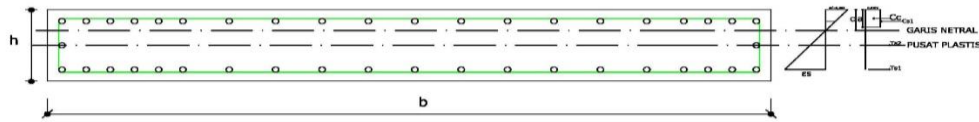
Kinerja Batas Ultimit (KBU) struktur gedung akibat gempa rencana untuk struktur gedung beraturan dibatasi sebesar $\leq 0,7 R \times (\text{KBL})$ atau $\leq 0,02 h_1$. Pembatasan ini bertujuan membatasi kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang dapat menimbulkan korban jiwa manusia dan untuk mencegah benturan berbahaya antar gedung.

2.10 Input Staad Pro

- Modulus elastisitas beton yaitu $4700 \sqrt{f'c'}$ (SNI 03 – 2847 – 2002 Ps1 10.5.1), $f'c' = 30 \text{ Mpa}$ maka modulus elastisitasnya adalah $4700 \sqrt{35} = 27805,9 \text{ Mpa} = 2,7805\text{E}+9 \text{ kg/m}^2$
 $1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kg/cm}^2$
- Density adalah berat jenis beton (2400 kg/m^3).
- Poisson ratio adalah perbandingan antara regangan transversal terhadap regangan longitudinal, besarnya untuk beton antara 0,15 – 0,2 dengan harga 0,17 sebagai harga yang sering digunakan.
- Damp adalah redaman kritis sebesar 5 %

2.11 Tulangan Dinding Geser

Untuk penulangan dinding geser dapat dihitung menggunakan rumus :



Gambar 2.16 Penulangan dinding geser

$$C_c = 0.85 f_c \cdot a \cdot b, \quad T_s = A_s \cdot f_s, \quad C_s = A_s \cdot f_y$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot z$$

Penyelesaian persamaan kuadrat untuk mencari nilai c dapat diselesaikan dengan rumus :

$$N_{d1} + N_{d2} = N_t + P_u$$

$$(0.85f_c) \cdot (0.85c)b + (f_s A_s - 0.85f_c A_s) = f_y A_s + P_u$$

$$f_s = \epsilon_s \cdot E_s = \frac{0.003(c-d)}{c} \cdot (E_s)$$

dengan melakukan substitusi didapatkan :

$$A_s \cdot f_y = (0.85f_c)b \cdot \beta_1 \cdot c + (0.003 \left(\frac{c-d}{c} \right) \cdot E_s \cdot A_s - 0.85f_c A_s) = f_y A_s + P_u$$

Apabila persamaan tersebut dikalikan dengan c , akan didapat :

$$\begin{aligned} A_s \cdot f_y &= (0.85f_c)b \cdot \beta_1 \cdot c^2 + \{c (0.003) E_s \cdot A_s - d(0.003) E_s \cdot A_s - 0.85f_c \cdot A_s \cdot c\} \\ &= f_y A_s \cdot c + P_u \cdot c \end{aligned}$$

Setelah dilakukan pengelompokan, didapatkan persamaan kuadrat :

$$(0.85f_c) b \cdot \beta_1 \cdot c^2 + (0.003E_s \cdot A_s - A_s f_y - 0.85f_c \cdot A_s)c - d (0.003)E_s \cdot A_s = 0$$

Dengan memasukkan nilai $E_s = 200000$ Mpa, persamaan kuadrat menjadi :

$$(0.85f_c) b \cdot \beta_1 \cdot c^2 + (600 A_s - A_s f_y - 0.85f_c A_s)c - 600d \cdot A_s = 0$$

Penyelesaian persamaan kuadrat untuk mencari nilai c dapat diselesaikan dengan rumus sebagai berikut : (Istimawan Dipohusodo, struktur beton bertulang hal 94)

$$C = \pm \sqrt{(Q - R^2)} - R$$

Dimana,
$$R = \frac{600 A_s - A_s f_y}{1.7 f_c * b * \beta_1} \quad \text{dan} \quad Q = \frac{600 * d * A_s}{0.85 f_c * b * \beta_1}$$

Dengan nilai c tersebut, nilai nilai lain yang belum diketahui dapat dicari dengan rumus :

$$F_s = \frac{0.003 (c-d)}{c} * E_s$$

Dengan menggunakan diagram regangan memeriksa regangan tulangan baja tekan maupun tarik, untuk membuktikan apakah anggapan pada langkah awal sudah benar dapat dilihat di istimewa dipohusodo, struktur beton bertulang hal 96, yaitu

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{c-d}{c}$$

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{d-c}{c}$$

dengan menganggap $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, yang artinya tulangan baja tarik telah meleleh, akan timbul salah satu dari dua kondisi berikut ini :

1. Kondisi I : $\epsilon_s \geq \epsilon_y$, menunjukan bahwa anggapan pada langkah awal betul dan tulangan baja tekan meluluh.
2. Kondisi II : $\epsilon_s \leq \epsilon_y$, menunjukan bahwa anggapan pada langkah awal tidak betul dan tulangan baja tekan meluluh.

Dalam perencanaan tulangan dinding geser menurut SNI 03 2847 2002 (pasal 13.10) harus memenuhi beberapa persyaratan antara lain :

- a). Kuat geser V_n pada sebarang penampang horizontal terhadap geser yang sejajar bidang dinding tidak boleh lebih besar dari pada

$$(5/6) * \sqrt{f'c} \, h d$$

- b). kuat geser V_c dapat dihitung berdasarkan persamaan 74 dan 75, dimana nilai V_c harus diambil sebagai nilai terkecil dari persamaan 74 dan 75.

$$V_c = 1/4 \sqrt{f_c h d} + \frac{N u d}{4 l w}$$

- c). penampang penampang yang berada dalam daerah yang berjarak sejauh nilai terkecil dari $l w / 2$ atau setengah tinggi dinding dari dasra tinggi dinding, dapat dirncanakan dengan nilai V_c yang sama dngan nilai V_c yang dihitung pada penampang yang berjarak $l w / 2$ atau setengah tingi dinding dari dasar dinding.
- d). bila gaya geser terfaktor V_u adalah kurang dari pada $\phi V_c / 2$, maka tulangan harus disediakan sesuai dengan (e)
- e). perencanaan tulangan geser untuk dinding

1. bila gaya geser terfaktor V_u lebih besar dari kuat geser ϕV_c , maka harus disediakan tulangan geser horizontal yang memenuhi persamaan 44 dan 45 dan kuat geser V_s harus dihitung dari

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S_2}$$

dengan A_v adalah luas tulangan geser horizontal dalam rentang jarak S_2 dan d ditentukan dengan 13.10(4) tulangan geser vertical harus disediakan dengan (e.4)

2. Rasio dari luas tulangan geser horizontal terhadap luas bruto penampang vertical dinding ρ_h tidak boleh kurang dari pada 0.0025
3. Spasi tulangan geser horizontal S_2 tidak boleh lebih besar dari pada $l w / 5$, $3 h$ ataupun 500 mm

4. Rasio dari luas tulangan geser veertikal terhadap luas bruto penampang horizontal dinding ρ_n tidak boleh kurang dari pada

$$\rho_n = (0.0025) + 0.5 \left(25 - \frac{hw}{lw} \right) (\rho_h - 0.0025)$$

atau pun 0.0025, tetapi tidak perlu lebih besar dari pada tulangan geser tulangan geser horizontal perlu.

5. Spasi tulangan geser vertical S_1 tidak boleh melebihi $lw/3$, $3h$ ataupun 500 mm.

BAB III

DATA PERENCANAAN

3.1 Data-Data Perencanaan

3.1.1 Data Bangunan

- Nama Gedung : Ijen Pedjadjaran Suites Hotel Malang
- Lokasi Gedung : Ijen Nirwana Residence, Malang – Jawa Timur
- Fungsi Bangunan : Hotel
- Jumlah Lantai : 15 Lantai
: 1 lantai basement
- Bentang Memanjang : 57,75 meter
- Bentang Melintang : 15,35 meter
- Tinggi Gedung : 56,80 meter
- Struktur : Beton Bertulang Zona Gempa : Zona 4

3.1.2 Data Pembebanan

Data Beban Mati

Sesuai dengan Peraturan Pembeban Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban mati diatur sebagai berikut:

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m²
- Berat tegel per cm tebal = 24 kg/m²
- Berat plafond + rangka penggantung = (11+7) = 18 kg/m²
- Berat pasangan bata merah = 1700 kg/m³
- Berat jenis beton = 2400 kg/m²

Data Beban Hidup

Sesuai dengan Peraturan Pembeban Indonesia untuk Gedung 1987 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

- Beban guna / Beban hidup ruang Hotel lantai 1 sampai 14 = 250 kg/m²
- Beban Guna/Beban Hidup Atap = 100 kg/m²
- Berat jenis air hujan = 1000 kg/m³

3.2 Data Material

Dalam perencanaan gedung Pembangunan Ijen Pedjadjaran Suites Hotel Malang ini mutu bahan yang di gunakan adalah sebagai berikut :

- Tegangan Leleh Tulangan Ulir f_y = 390 MPa
- Tegangan Leleh Tulangan Polos f_y = 240 MPa
- Kuat tekan beton f'_c = 30 MPa
- Modulus elastisitas baja (Ebaja) = 200000 Mpa

3.3 Perencanaan Dimensi

Dalam perencanaan dimensi untuk Skripsi ini kolom, balok dan plat mengikuti data existing (data primer).

- Pendimensionan Dinding Geser

Berdasarkan rumusan hasil penelitian T. Paulay dan M. J. N. Priestly dalam bukunya yang berjudul “ Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansonry Building “, dimensi dinding geser harus memenuhi syarat sebagai berikut :

✚ Untuk tebal sayap (tw_1)

$$tw_1 \geq \frac{h}{16}, \text{ h adalah tinggi lantai}$$

$$\text{Untuk } h = 3.1 \text{ m} = 3100 \text{ mm}$$

$$tw_1 \geq \frac{3100}{16} = 193.75 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk } h = 5 \text{ m} = 5000 \text{ mm}$$

$$tw_1 \geq \frac{5000}{16} = 312.5 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk } h = 3.5 \text{ m} = 3500 \text{ mm}$$

$$tw_1 \geq \frac{3500}{16} = 218.75 \text{ mm}$$

$$\text{Untuk } h = 4.65 \text{ m} = 4650 \text{ mm}$$

$$tw_1 \geq \frac{4650}{16} = 290.63 \text{ mm}$$

Direncanakan $tw_1 = 400 \text{ mm}$, maka memenuhi persyaratan di atas

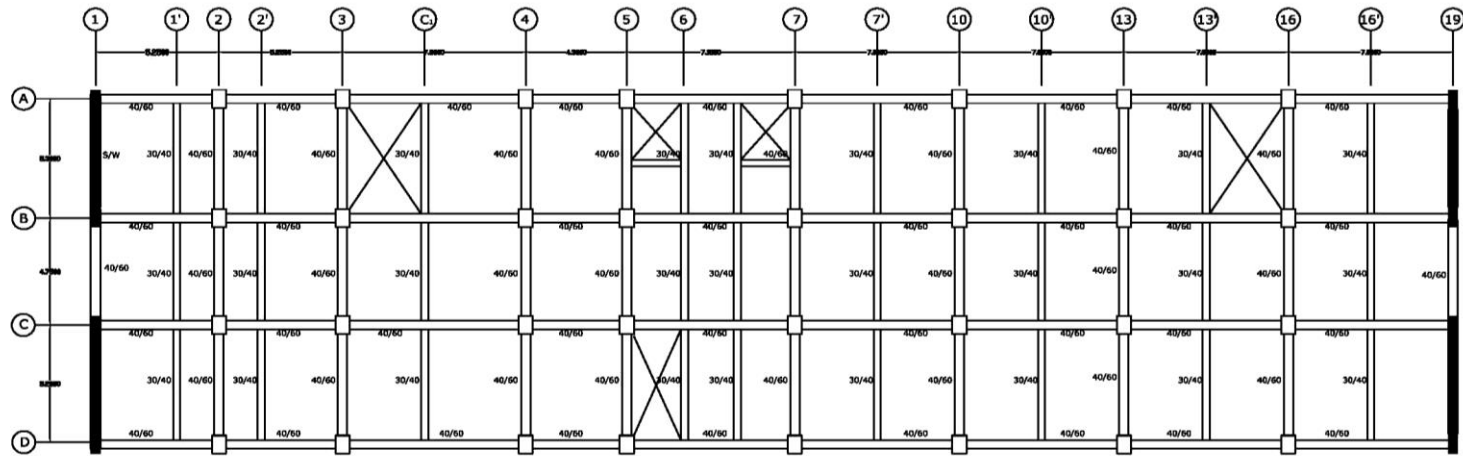
✚ Untuk lebar dinding geser (lw)

$$lwmaks < 1,6 \times hl$$

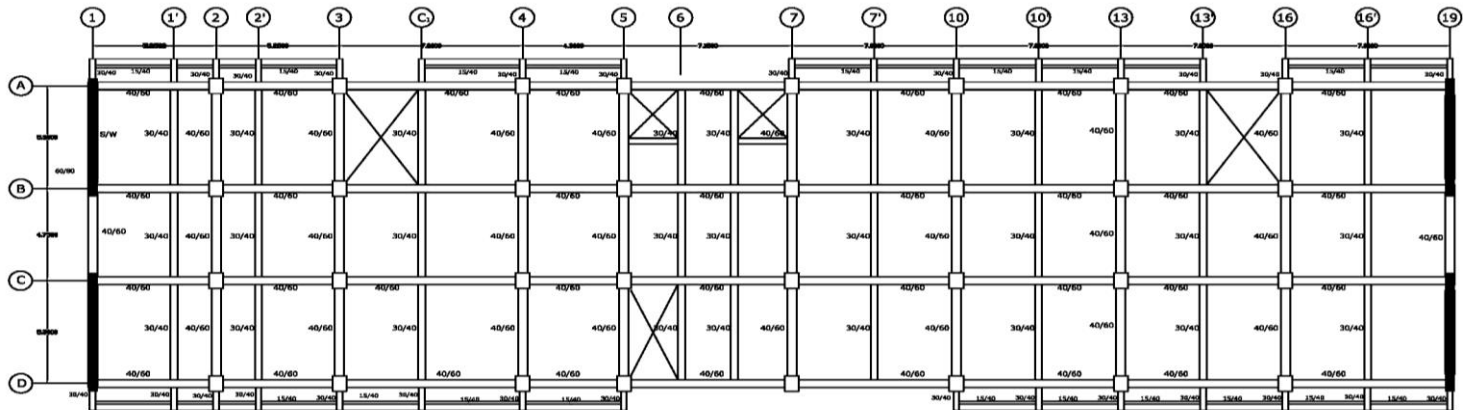
$$< 1,6 \times 5000$$

$$< 8000 \text{ mm}$$

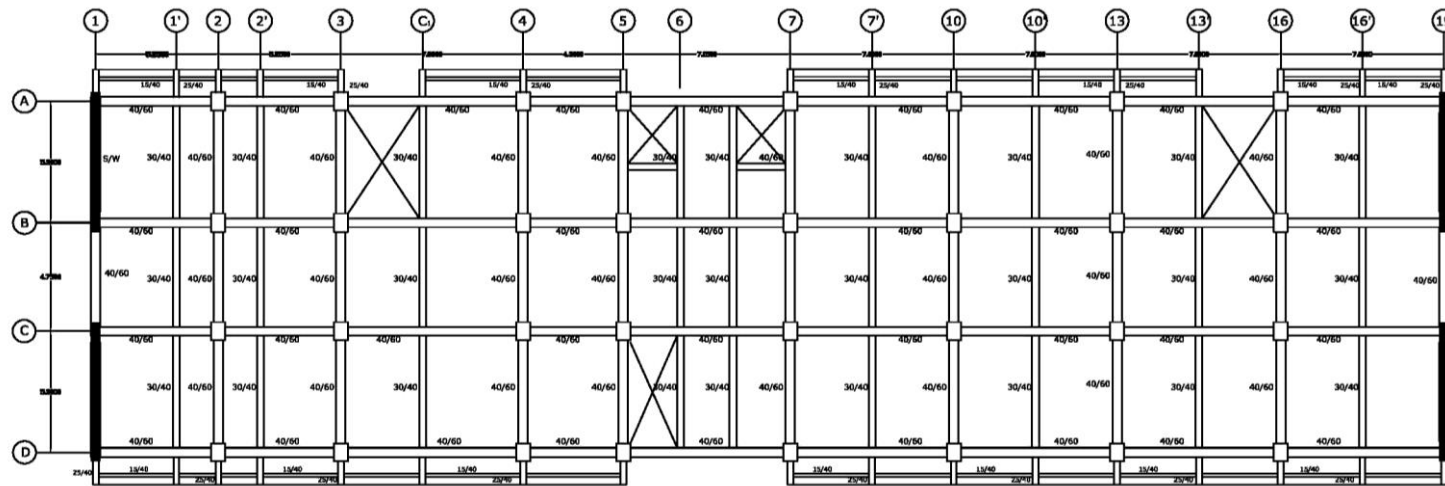
$$Lw \text{ dipakai} = 6300 \text{ mm}$$



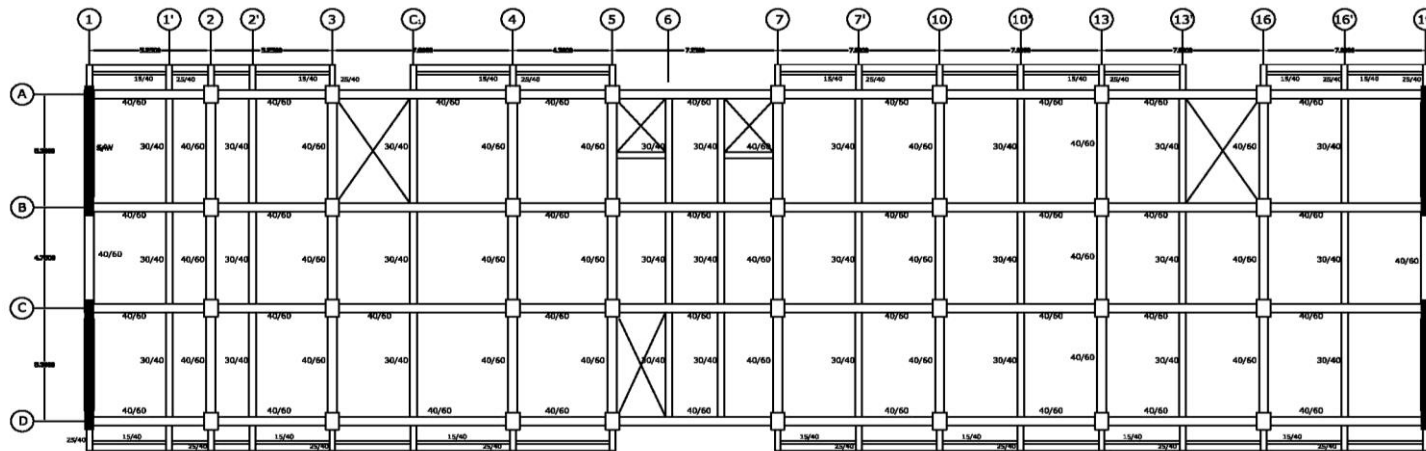
Gambar 3.1 Denah Pembalokan Lantai 1



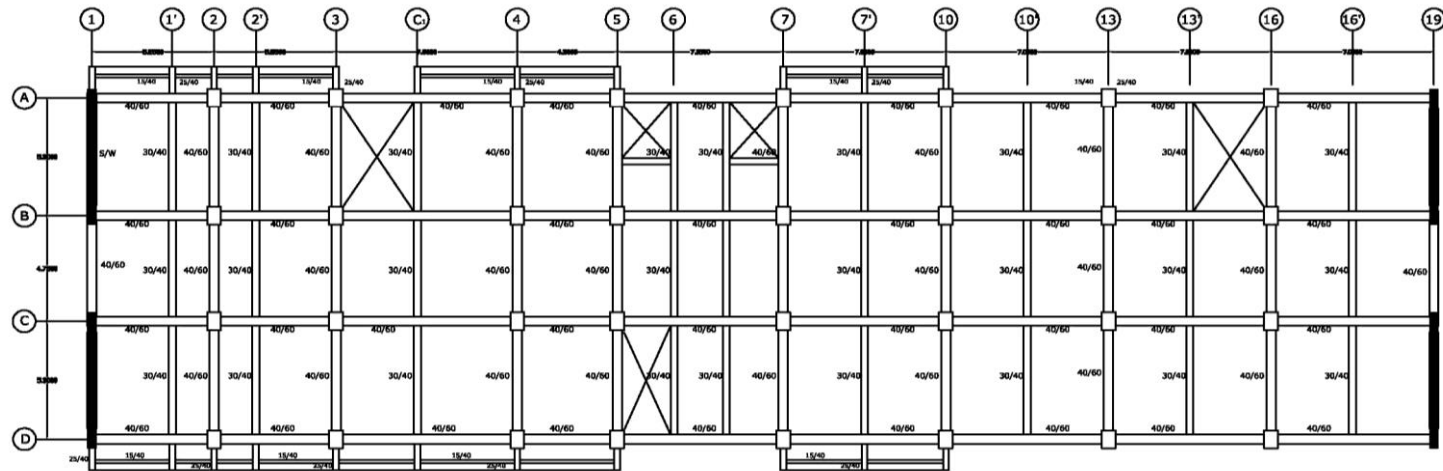
Gambar 3.2 Denah Pembalokan Lantai 2



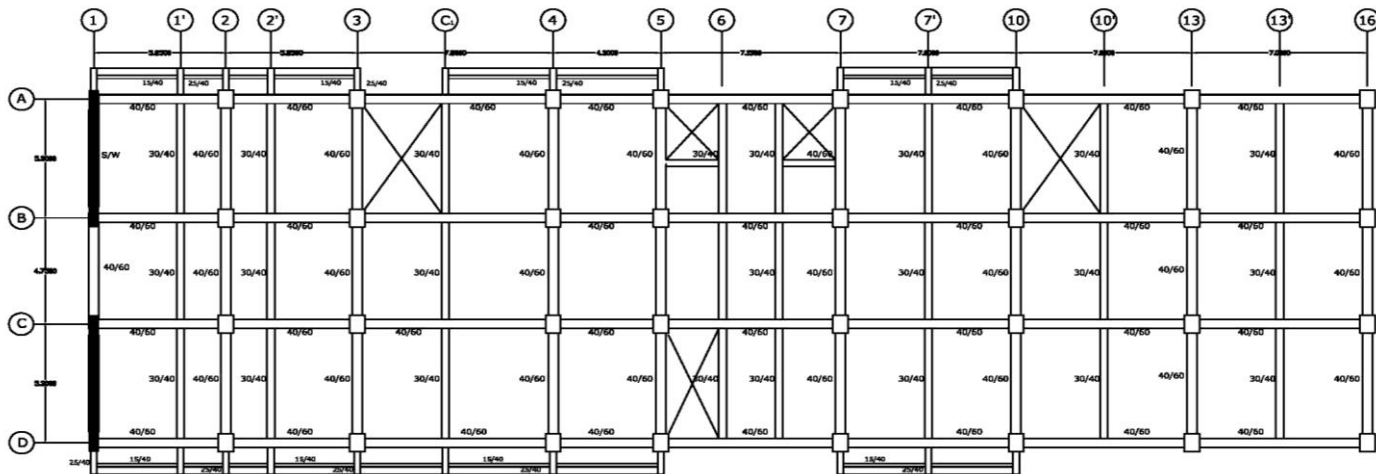
Gambar 3.3 Denah Pembalokan Lantai 3 - 8



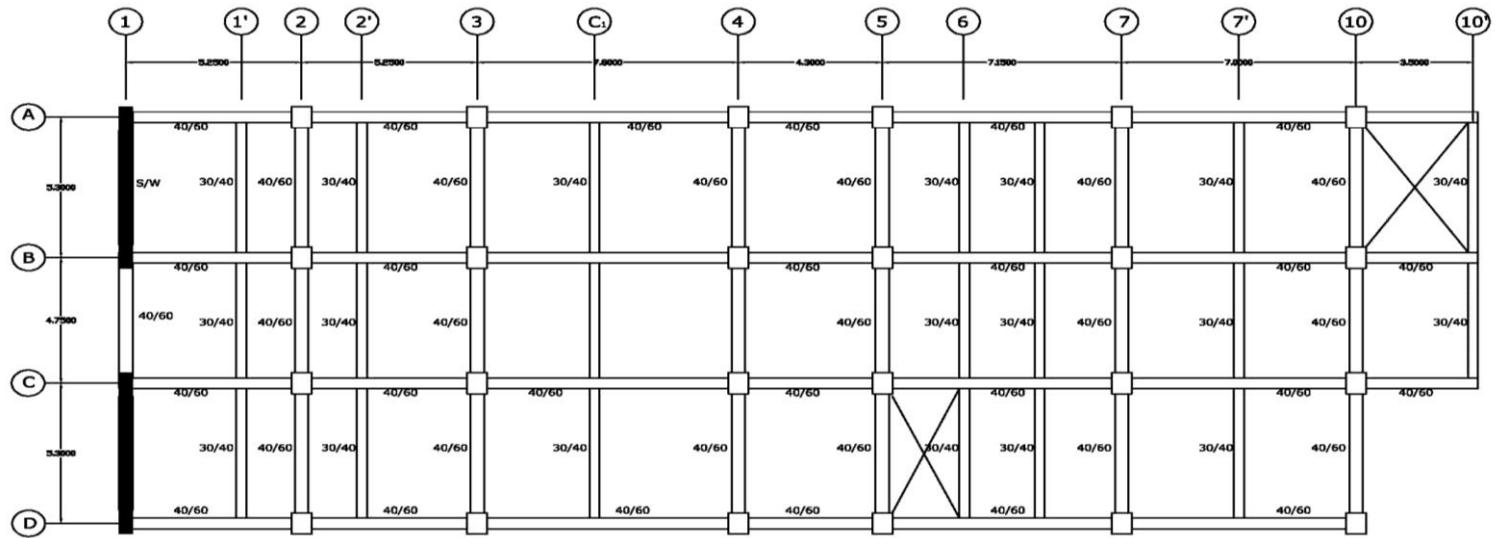
Gambar 3.4 Denah Pembalokan Lantai 9 - 12



Gambar 3.5 Denah Pembalokan Lantai 13



Gambar 3.6 Denah Pembalokan Lantai 14



Gambar 3.7 Denah Pembalokan Lantai 15

3.4 Perhitungan Pembebanan Struktur

3.4.1 Lantai 15

3.4.1a Pembebanan Plat

Pada lantai 15 terdapat plat atap, *roof tank* /tandon air dan ruang ME

Pembebanan untuk plat atap.

- Baban Mati (qd)

Berat plafond + penggantung	=	11	+	7	=	18	Kg/m ²
Berat spesi 2 cm	=	2	x	21	=	42	Kg/m ²
Berat Ducting AC	=	15			=	15	Kg/m ² +
					qd =	75	Kg/m²

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing,

sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada

Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (ql)

- Beban guna lantai atap (ql) = 100 Kg/m²

Pembebanan untuk ruang tandon :

- Baban Mati (qd)

- Berat plafond + penggantung	=	11	+	7	=	18	Kg/m ²
- Berat spesi per cm	=	2	x	21	=	42	Kg/m ²
- Berat tandon berisi air	=	1	x	1000	=	1000	Kg/m ² +
					qd =	1060	Kg/m²

- Baban Lift → (ql)

Beban Lift dikategorikan beban hidup (ql) karena beban yang bergerak.

- Lift Merek YUNDAI dengan kapasitas muat 12 orang (4 lift) = 1000 kg

Pembebanan untuk Tangga

- Baban Mati (qd)

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat spesi per cm} &= 2 \times 21 = 42 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{ Berat tegel per cm} &= 1 \times 22 = 22 \text{ Kg/m}^2 + \\
 \hline
 \mathbf{qd} &= \mathbf{64 \text{ Kg/m}^2}
 \end{aligned}$$

3.4.1b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Anak (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 10' merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

$$\begin{aligned}
 - \text{ Tinggi dinding untuk ruang ME} &= 3 \text{ m (tinggi tembok)} \\
 - \text{ Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 - \text{ Panjang dinding} &= 1 \text{ m (diambil per 1 meter panjang)} \\
 - \text{ Berat jenis dinding} &= 1700 \text{ Kg/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{Jadi \text{ beban untuk balok (qd) } = 3 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 765 \text{ Kg/m}}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 1 dan 10 merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

$$\begin{aligned}
 - \text{ Tinggi dinding untuk ruang ME} &= 3 \text{ m (tinggi tembok lantai 15)} \\
 - \text{ Lebar dinding} &= 0.15 \text{ m} \\
 - \text{ Panjang dinding} &= 1 \text{ m (diambil per 1 meter panjang)} \\
 - \text{ Berat jenis dinding} &= 1700 \text{ Kg/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{Jadi \text{ beban untuk balok (qd) } = 3 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 765 \text{ Kg/m}}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok anak Memanjang Line A merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding untuk ruang ME = 3 m (tinggi tembok)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 765 \text{ Kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok anak Memanjang Line B merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding untuk ruang ME = 3 m (tinggi tembok)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 765 \text{ Kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding untuk ruang ME = 3 m (tinggi tembok)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 765 \text{ Kg/m}$$

3.4.2 Lantai 14

3.4.2a Pembebanan Plat

Pada lantai 14 difungsikan sebagai Ruang komisaris , Lounge, reception dan roof garden
Pembebanan untuk plat lantai.

- Baban Mati (qd)

Berat plafond + penggantung	= 11 + 7	= 18 Kg/m ²
Berat spesi per cm	= 2 x 21	= 42 Kg/m ²
Berat Ducting AC	= 15	= 15 Kg/m ²
Berat tegel per cm	= 1 x 22	= 22 Kg/m ² +
		qd = 97 Kg/m²

Taman di atas plat lantai (tanaman perdu)

- Baban Mati (qd)

- Berat plafond + penggantung	= 11 + 7	= 18 Kg/m ²
- Berat Ducting AC	= 15	= 15 Kg/m ²
- Berat tanaman	= 0.3 x 1600	= 480 Kg/m ² +
Jadi beban mati taman di atas plat lantai (qd)		= 513 Kg/m²

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing,
sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada
Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (ql)

- Beban guna lantai (ql)	= 250 Kg/m ²
--------------------------	-------------------------

3.4.2b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 1 dan 7 merupakan
Balok dengan dimensi (40 /60) oleh dinding tembok
Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.1 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 2 merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.1 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 3 merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.1 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 4 merupal

Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding kaca

Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.1 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

Ket : berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

= 0.5 x 1033 Kg/m

Jadi berat/berat kaca untuk line 4 (qd) = 516 Kg/m

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 7 merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.1 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 10 merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.1 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 1' merupakan
Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (2.5 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.3 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 2' merupakan
Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.3 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 6' merupakan
Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (2.5 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.3 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 7' merupakan
Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.3 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 10' merupakan
Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding
Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.3 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang merupakan
Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.5 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.5 x 0.15 x 1 x 1700 = 1155 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.05 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Beban Mati

- Tinggi dinding ruang lift = 4.25 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line A , B, C dan D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.05 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.53 m (tinggi tembok lt 14)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.5 x 0.15 x 1 x 1700 = 1155 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon melintang merupakan

Balok dengan dimensi 25/40

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.25 m (tinggi tembok lt 14 - lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang

Dengan Tinggi Dinding 1.2 m

Beban Mati

- Tinggi dinding = 1.20 m (tinggi tembok lt 14 - lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 1.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 306 Kg/m

3.4.3 Lantai 13

3.4.3a Pembebanan Plat

Pada lantai 13 difungsikan sebagai Ruang komisaris dan Executive Lounge

Pembebanan untuk plat lantai.

- Baban Mati (qd)

- Berat plafond + penggantung	= 11 + 7	= 18 Kg/m ²
- Berat spesi per cm	= 2 x 21	= 42 Kg/m ²
- Berat Ducting AC	= 15	= 15 Kg/m ²
- Berat tegel per cm	= 1 x 22	= 22 Kg/m ² +
		qd = 97 Kg/m²

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (ql)

- Beban guna lantai (ql)	= 250 Kg/m ²
--------------------------	-------------------------

3.4.3b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 1 , 7 dan 10 merupakan Balok dengan dimensi (40 /60) oleh dinding tembok Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding	= 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding	= 0.15 m
- Panjang dinding	= 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding	= 1700 Kg/m ³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 16 merupakan
Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding tembok
Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1033 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 16 merupakan
Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding kaca
Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1033 \text{ Kg/m}$$

Ket : berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 1033 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Jadi berat/berat kaca untuk line 16 (qd)} = 516 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 19 merupakan
Balok dengan dimensi (40 /60) yang ditumpu oleh dinding kaca
Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 6 merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.25 m (tinggi tembok lantai 13)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Melintang Line 7', 10' dan 13' merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40) yang ditumpu oleh dinding

Bentang (5.3 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.25 m (tinggi tembok lantai 13)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.3 x 0.15 x 1 x 1700 = 1084 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.53 m (tinggi tembok lantai 13)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.5 x 0.15 x 1 x 1700 = 1155 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok anak Memanjang Line A dan D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 1033 Kg/m

Ket : berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 1033 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Jadi berat/berat kaca untuk line 16 (qd)} = 516 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok Induk Memanjang Line B dan C merupakan
Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1033 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak Memanjang merupakan
Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.05 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1033 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak balkon melintang merupakan
Balok dengan dimensi 25/40

Beban Mati

- Tinggi dinding = 4.25 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.3 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1084 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang

Dengan Tinggi Dinding 1.2 m

Beban Mati

- Tinggi dinding = 1.20 m (tinggi tembok lantai 13)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 1.2 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 306 \text{ Kg/m}$$

3.4.4 Lantai 12, 11, 10 dan 9

3.4.4a Pembebanan Plat

Pada lantai 12, 11, 10 dan 9 difungsikan sebagai Ruang Condotel

Pembebanan untuk plat lantai.

- Baban Mati (qd)
 - Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 Kg/m²
 - Berat spesi per cm = 2 x 21 = 42 Kg/m²
 - Berat Ducting AC = 15 = 15 Kg/m²
 - Berat tegel per cm = 1 x 22 = 22 Kg/m² +
- $$\text{qd} = 97 \text{ Kg/m}^2$$

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (ql)
 - Beban guna lantai (ql) = 250 Kg/m²

3.4.4b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 1, 2, 3, 4, 6, 7, 10, 13, 16 dan 19 merupakan balok dengan dimensi (40 /60) oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 2.90 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 2.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 740 Kg/m

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line 1', 2', 3', 7', 10', 13' dan 16' merupakan Balok dengan dimensi (30 /40) oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.10 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 791 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang merupakan Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.20 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 2.90 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 2.90 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok anak Memanjang Line A dan D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 2.90 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

Ket : berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 740 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Jadi berat/berat kaca untuk line 16 (qd)} = 370 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak Memanjang Line B dan C merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 2.90 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 2.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 740 Kg/m

- Pembebanan Balok anak Memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.20 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon melintang merupakan

Balok dengan dimensi 25/40

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.10 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 791 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang merupakan

Balok dengan dimensi 15/30

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.20 m (tinggi tembok lantai 12 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang

Dengan Tinggi Dinding 1.2 m

Beban Mati

- Tinggi dinding = 1.20 m (tinggi tembok lantai 112 - lt 9)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 1.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 306 Kg/m

3.4.5 Lantai 8, 7, 6,5,4 dan 3

3.4.5a Pembebanan Plat

Pada lantai 8, 7, 6, 5, 4 dan 3 difungsikan sebagai Ruang Executive Suites

Pembebanan untuk plat lantai.

- Baban Mati (qd)

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 Kg/m²
- Berat spesi per cm = 2 x 21 = 42 Kg/m²
- Berat Ducting AC = 15 = 15 Kg/m²
- Berat tegel per cm = 1 x 22 = 22 Kg/m² +

qd = 97 Kg/m²

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (ql)

$$\text{- Beban guna lantai (ql)} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

3.4.5b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 1, 2, 3, 4, 6, 7, 10, 13, 16 dan 19

merupakan balok dengan dimensi (40 /60) oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 2.90 m (tinggi tembok lantai 18- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line 1', 2', 3', 7', 10', 13' dan 16' merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40) oleh dinding tembok

Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.10 m (tinggi tembok lantai 18- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 791 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak melintang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding = 3.20 m (tinggi tembok lantai 18- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding ruang lift = 2.90 m(tinggi tembok lantai 18- lt 3)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 2.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 740 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Beban Mati

- Tinggi dinding ruang lift = 3.10 m(tinggi tembok lantai 18- lt 3)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 791 Kg/m

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line A dan D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 2.90 m (tinggi tembok lantai 8- lt 3)

- Lebar dinding = 0.15 m

- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

Ket : berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

$$= 0.5 \times 740 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Jadi berat/berat kaca untuk A dan D (qd)} = 370 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line B dan C merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 2.90 m (tinggi tembok lantai 8- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak Memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.20 m (tinggi tembok lantai 8- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3.2 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 816 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak balkon melintang merupakan

Balok dengan dimensi 25/40

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.10 m (tinggi tembok lantai 8- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 791 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang merupakan

Balok dengan dimensi 15/30

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.20 m (tinggi tembok lantai 8- lt 3)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 3.2 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 816 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang

Dengan Tinggi Dinding 1.2 m

Beban Mati

- Tinggi dinding
- Lebar dinding = 1.20 m (tinggi tembok lantai 8- lt 3)
- Panjang dinding = 0.15 m
- Berat jenis dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)

$$\begin{aligned} \text{Jadi beban untuk balok (qd)} &= 1700 \text{ Kg/m}^3 \\ &= 1.2 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 306 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

3.4.6 Lantai 2

3.4.6a Pembebanan Plat

Pada lantai 2 difungsikan sebagai Ruang Superior

Pembebanan untuk plat lantai.

- Baban Mati (qd)

- Berat plafond + penggantung = 11 + 7 = 18 Kg/m²
- Berat spesi per cm = 2 x 21 = 42 Kg/m²
- Berat Ducting AC = 15 = 15 Kg/m²
- Berat tegel per cm = 1 x 22 = 22 Kg/m² +

$$q_d = 97 \text{ Kg/m}^2$$

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (q_l)

$$\text{- Beban guna lantai } (q_l) = 250 \text{ Kg/m}^2$$

3.4.6b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 1, 3, 4, 5, 10, 13, 16 dan 19 merupakan Balok dengan dimensi (40 /60) oleh dinding tembok Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 2.90 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok } (q_d) = 2.9 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 740 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line 1', 2', 3', 7', 10', 13' dan 16' merupakan Balok dengan dimensi (30 /40) oleh dinding tembok Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.10 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok } (q_d) = 3.1 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 791 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak melintang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.20 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 2.90 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 2.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 740 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.10 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 791 Kg/m

Pembebanan Balok Induk (Portal Memanjang)

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line A dan D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 2.90 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 2.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 740 Kg/m

Ket : berat kaca untuk struktur = 50% dari berat dinding

= 0.5 x 740 Kg/m

Jadi berat/berat kaca untuk A dan D (qd) = 370 Kg/m

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line B dan C merupakan
Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 2.90 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 2.9 x 0.15 x 1 x 1700 = 740 Kg/m

- Pembebanan Balok anak memanjang merupakan
Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.20 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon melintang merupakan
Balok dengan dimensi 25/40

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.10 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.1 x 0.15 x 1 x 1700 = 791 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang merupakan

Balok dengan dimensi 15/30

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 3.20 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 3.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 816 Kg/m

- Pembebanan Balok anak balkon memanjang

Dengan Tinggi Dinding 1.2 m

Beban Mati

- Tinggi dinding = 1.20 m (tinggi tembok lantai 2)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 1.2 x 0.15 x 1 x 1700 = 306 Kg/m

3.4.7 Lantai 1

3.4.7a Pembebanan Plat

Pada lantai 1 difungsikan sebagai Ruang Kantor, General Store dan ruang Lobby

Pembebanan untuk plat lantai.

- Baban Mati (qd)
 - Berat plafond + penggantung $= 11 + 7 = 18 \text{ Kg/m}^2$
 - Berat spesi per cm $= 2 \times 21 = 42 \text{ Kg/m}^2$
 - Berat Ducting AC $= 15 = 15 \text{ Kg/m}^2$
 - Berat tegel per cm $= 1 \times 22 = 22 \text{ Kg/m}^2 +$
- qd = 97 Kg/m²**

Note : Dalam perhitungan struktur ini dengan menggunakan Metode Plat Meshing, sehingga berat sendiri plat tidak di dihitung karena sudah diperhitungkan pada Self weight (Program bantu komputer : STAAD PRO)

- Baban Hidup (ql)
 - Beban guna lantai (ql) $= 250 \text{ Kg/m}^2$

3.4.7b Pembebanan Balok

Pembebanan Balok Induk (Portal Melintang)

- Pembebanan Balok Induk Melintang Line 1, 2,3, 4, 16 dan 19 merupakan Balok dengan dimensi (40 /60) oleh dinding tembok Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama $= 4.40 \text{ m}$ (tinggi tembok lantai 1)
- Lebar dinding $= 0.15 \text{ m}$
- Panjang dinding $= 1 \text{ m}$ (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding $= 1700 \text{ Kg/m}^3$

Jadi beban untuk balok (qd) $= 4.4 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1122 \text{ Kg/m}$

- Pembebanan Balok Anak Melintang Line 3' dan 13' merupakan Balok dengan dimensi (30 /40) oleh dinding tembok Bentang (5.3 m dan 4.75 m)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama $= 4.60 \text{ m}$ (tinggi tembok lantai 1)

- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.6 x 0.15 x 1 x 1700 = 1173 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.70 m (tinggi tembok lantai 1)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.7 x 0.15 x 1 x 1700 = 1199 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.40 m (tinggi tembok lantai 1)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

Jadi beban untuk balok (qd) = 4.4 x 0.15 x 1 x 1700 = 1122 Kg/m

- Pembebanan Balok anak melintang dan memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (30 /40)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.60 m (tinggi tembok lantai 1)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.6 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1173 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok induk Memanjang Line A, B, C dan D merupakan

Balok dengan dimensi (40 /60)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.40 m (tinggi tembok lantai 1)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.4 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1122 \text{ Kg/m}$$

- Pembebanan Balok anak memanjang merupakan

Balok dengan dimensi (20 /30)

Beban Mati

- Tinggi dinding utama = 4.70 m (tinggi tembok lantai 1)
- Lebar dinding = 0.15 m
- Panjang dinding = 1 m (diambil per 1 meter panjang)
- Berat jenis dinding = 1700 Kg/m³

$$\text{Jadi beban untuk balok (qd)} = 4.7 \times 0.15 \times 1 \times 1700 = 1199 \text{ Kg/m}$$

3.5 Langkah – langkah Pendimensian 3D pada Staad Pro 2004 :

Pemodelan Struktur :

Open Staad Pro 2004 → Space kemudian (isi file name, lokasi penyimpanan file, Title/judul tugas) → Pilih Unit (Meter, Kilogram) kemudian pilih Next → Yes → Add Beam → finish, Digambar dengan menggunakan sumbu global X,Z kemudian gambar denah sesuai ukuran bangunan pake Snap Node/Beam → Geometri: Intersect selected members → Enter tolerance = 0 → kemudian Okey → Yes → Untuk menggambar struktur lantai atas di pilih menu Translational repeat → Global direction pilih Y → Default step spacing = 5 m (sesuai tinggi lantai dari lantai dasar ke lantai berikutnya) → Number of step (diisi sesuai dengan jumlah tingkat yang ada dalam struktur) → pilih Link Steps → Ok → Kemudian dihapus batang pada lantai dasar

Pendimensian:

Pilih menu commands → member property → Prismatic → pilih Rectangle untuk kolom / balok yang berbentuk persegi, pilih Circle untuk kolom/ balok yang berbentuk bulat, diisi sesuai ukuran: $YD = h$ $ZD = b$ → Assign → close.

Tumpuan:

Pilih menu commands → support specifications → fixed (untuk tumpuan jepit) → Assign → close.

Pembeban:

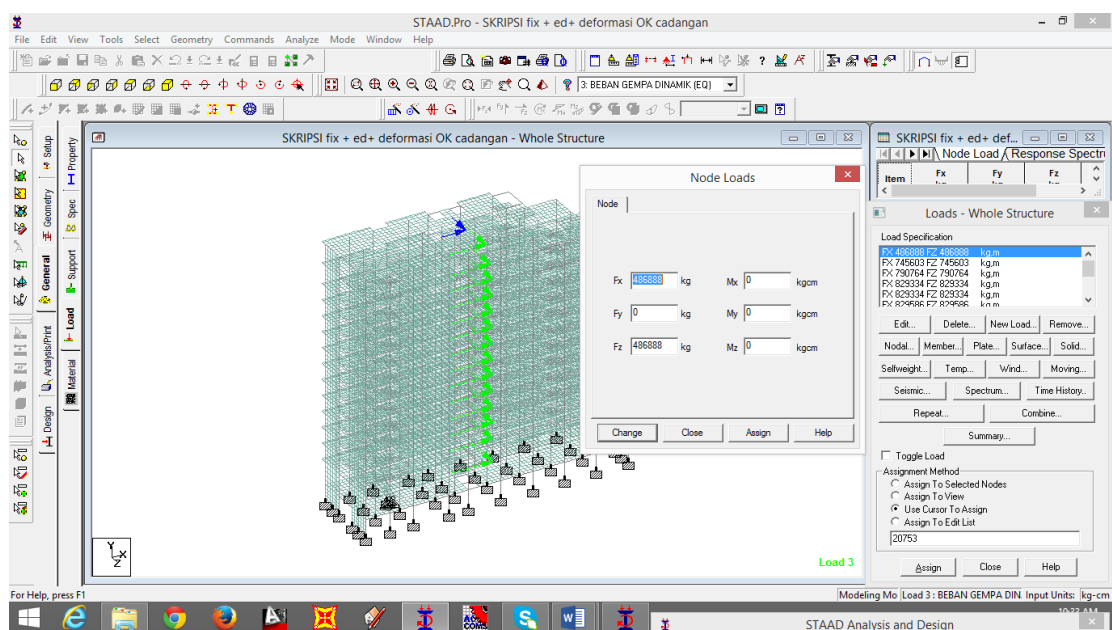
Pilih menu commands → loading primary load → create new primary load case: Title diisi nama beban **ke -1** (beban mati) → pilih selfweight untuk berat sendiri struktur: Direction = Y Facctor/nilai = -1 → Assign. Kemudian diisi beban mati

berikutnya yang bekerja pada lantai (plate load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan, Kemudian diisi beban mati berikutnya yang bekerja pada batang / balok (member load) nilai beban diisi sesuai dengan perhitungan.

New Load: diisi nama beban **Ke-2** (beban Hidup) yang bekerja pada lantai (plate) diisi nilai beban hidup (q_l) menurut Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987 (Tabel 3.1 hal. 12)

New Load : diisi nama beban **Ke-3** (beban gempa) yang bekerja pada struktur bangunan pusat massa yaitu pada arah sumbu X dan Z, dan diisi nilai pembebanan sesuai dengan perhitungan :

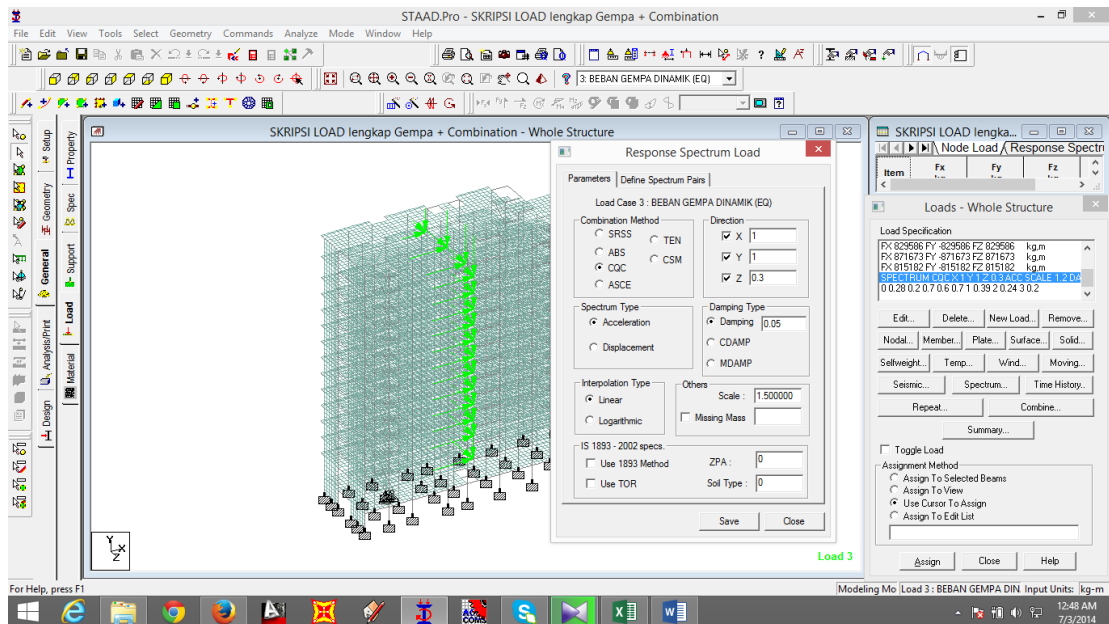
a. Mengisi nilai beban gempa



Gambar 3.8 Gaya geser gempa

Diisi gaya geser gempa tiap lantai pada kotak Fx dan Fz, dimana Fx dan Fz adalah gaya lateral gempa, sedangkan $F_y = 0$, karena gaya gempa tidak bekerja secara vertikal.

b. Mengatur Response spectrum load → parameter



Gambar 3.9 Parameter

Klik pada Menu Spectrum akan tampil seperti diatas, kemudian kita mengisi parameter – parameter tersebut sesuai dengan peraturan gempa yang kita gunakan di Indonesia.

Parameter :

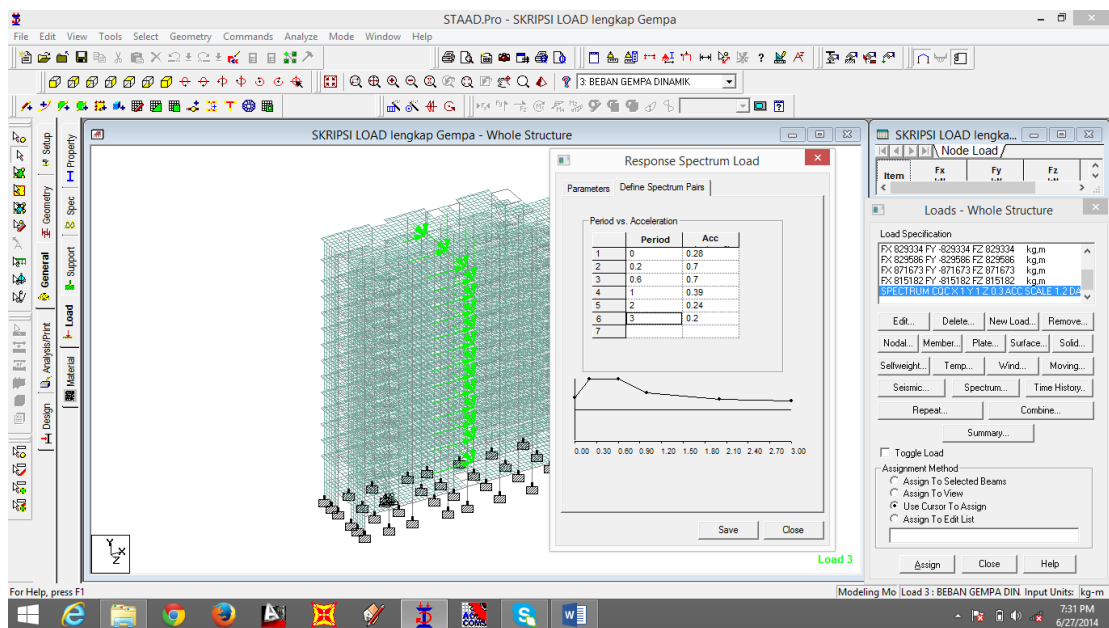
Combination Method → CQC, Spectrum Type → Acceleration, Interpolation Type → Linear, Direction : X = 1, Y = 1, Z = 0,3 Damping → 0,05, Scale → 1.5 Missing Mass → 1

Dalam menganalisa beban gempa dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembebanan gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama

pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Sehingga dalam parameter Specturm Load Direction diisi: $X = 1, Z = 0, 3$

c. Mengatur Response Spectrum Load → Define Spectrum Pairs



Gambar 3.10 Define spectrum pair

Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 4 untuk tanah sedang

New Load Combination:

Load comb 4 kombinasi 1

1 1.2 2 1.6 → (1,2 D + 1,6 L)

Load comb 5 kombinasi 2

1 1.2 2 1 3 1 → (1,2 D + 1 L + 1 E)

Design:

Pilih Concrete design karena struktur portal yang di desain menggunakan material beton → **Select parameter** : diisi nilai parameter desain (f'_c dan f_y) sesuai dengan data perencanaan → Assign. **Define parameter**: diisi nilai f_c dan f_y sesuai dengan data perencanaan. **Design Command** : dipilih Design Beam = desain balok →

Assign. Design Column = desain kolom → Assign, Design Slab / Element = desain elemen / plat → Assign. **Take off** : menampilkan berat volume beton → Assign...

Untuk menghitung berat dan kekakuan struktur

Command → Post, Analysis Print → CG → Yes

Untuk menghitung Drift

Command → Post Analysis Print → Story Drift → Yes

Untuk menghitung Momen

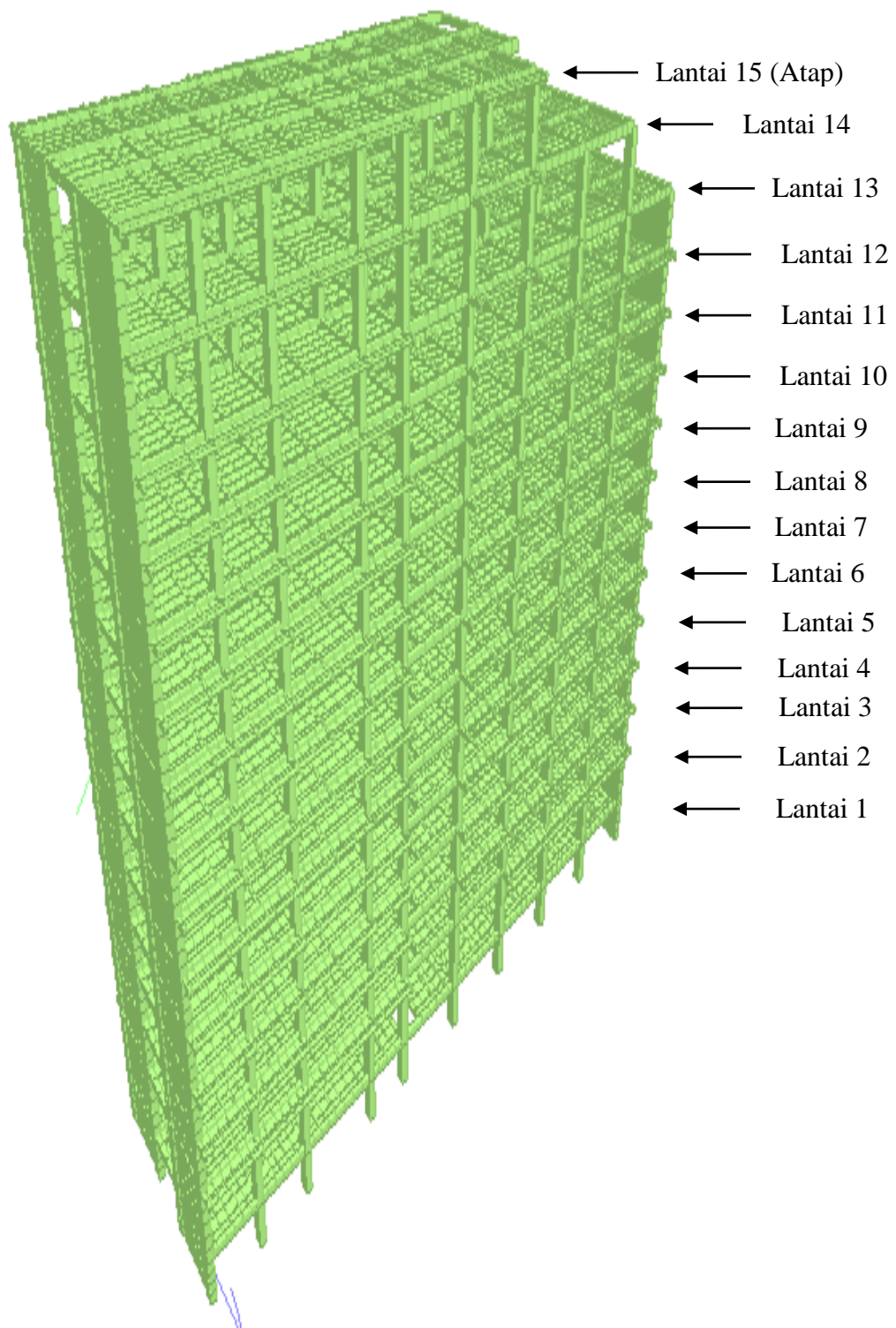
Command → Post Analysis Print → Member Force All → Ok

Analysis:

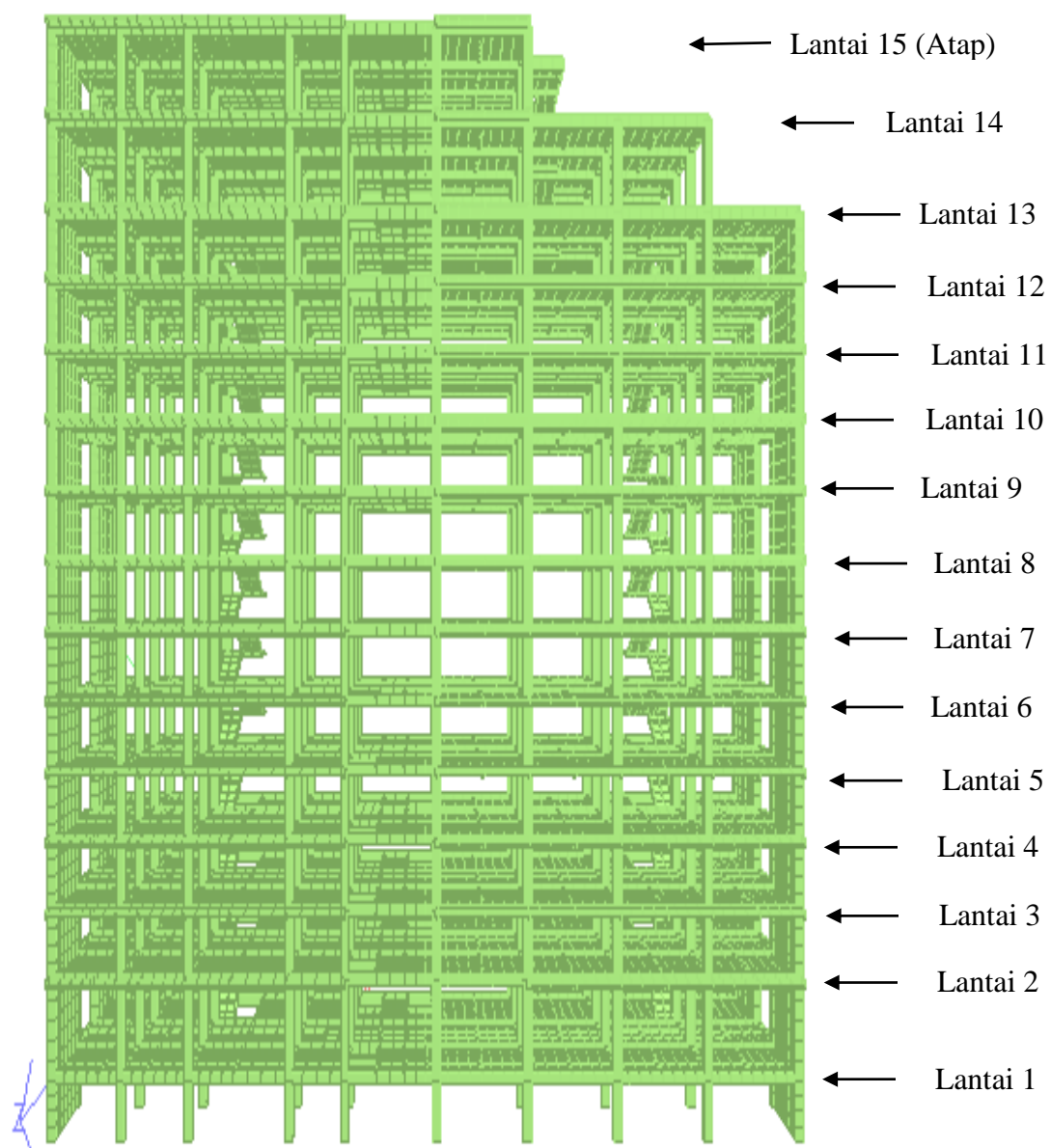
Command → Analysis → perform Analysis → No Print → Add → Close

Run Analysis:

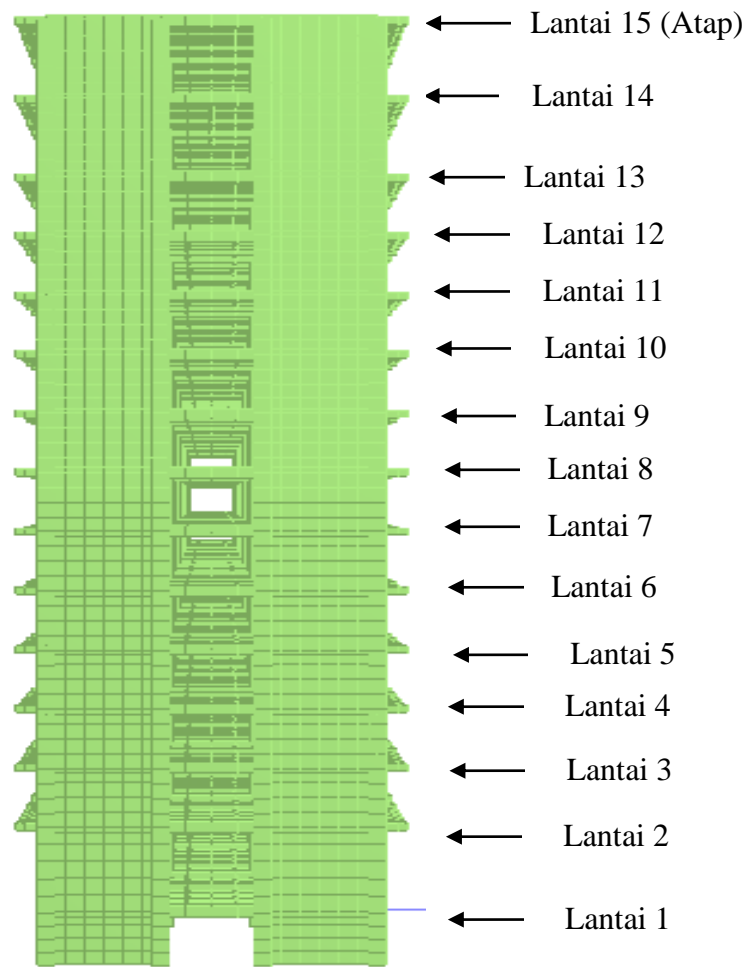
Analyze → Run Analysis → Staad Analysis → Run analysis → Save.



Gambar 3.11 Portal 3D dalam bentuk Isometrik



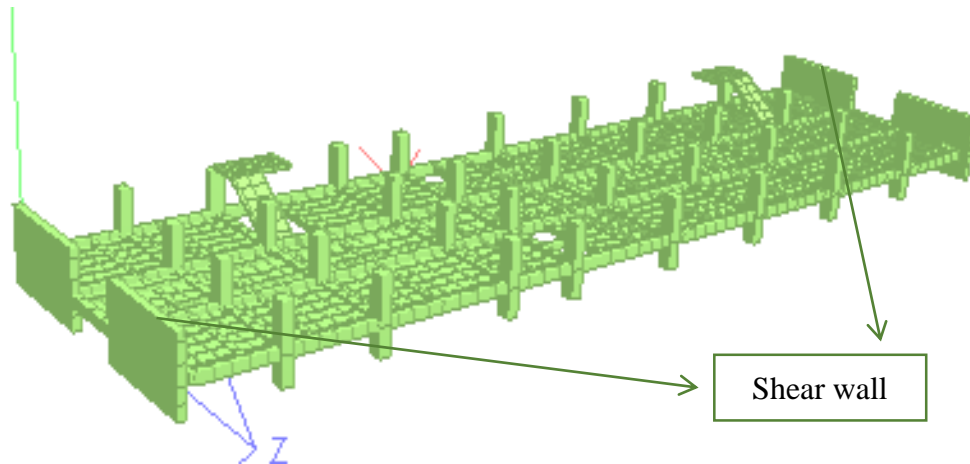
Gambar 3.12 Portal 3D Tampak Depan



Gambar 3.13 Portal 3D Tampak Samping

3.6. Gambar dan Perhitungan Pusat Massa Lantai (Center Of Mass)

❖ Lantai 1



Gambar 3.14 Potongan pusat massa Lantai 1

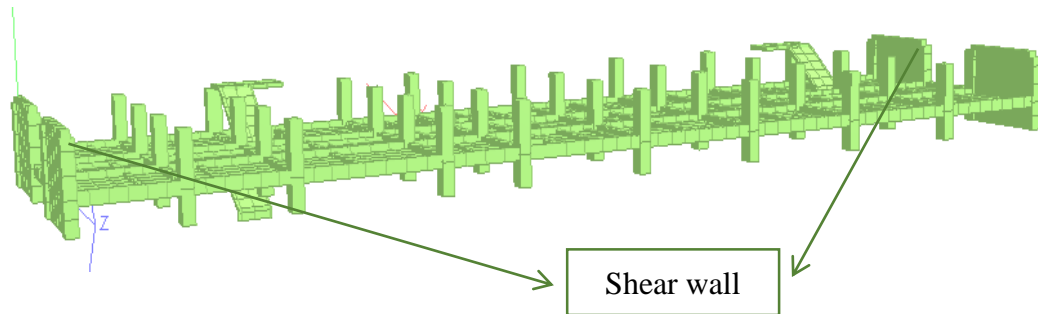
Tabel 3.1 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 1 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
815182	28.30	7.61

```

BERAT LANTAI 1 okanl - STAAD Output Viewer
1064. PRINT CG
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)
X = 28.30 Y = 0.20 Z = 7.61
TOTAL SELF WEIGHT = 815182.375 (KG UNIT)
1065. FINISH
-----< PAGE 20 Ends Here >-----
STAAD SPACE -- PAGE NO. 21
  
```

❖ Lantai 2



Gambar 3.15 Potongan pusat massa Lantai 2

Tabel 3.2 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 2 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
871673	28.42	7.65

```

1278. PRINT CG

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

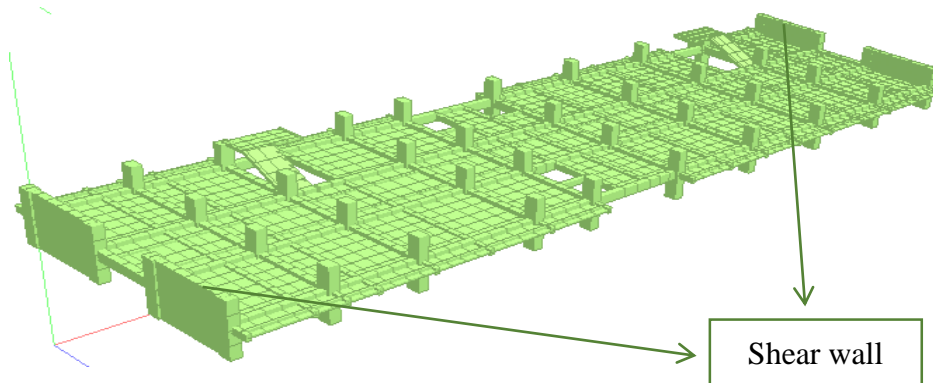
      X =    28.42   Y =     4.87   Z =     7.65

TOTAL SELF WEIGHT =           871673.562 (KG   UNIT)

1279. FINISH

```

❖ Lantai



Gambar 3.16 Potongan pusat massa Lantai 3

Tabel 3.3 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 3 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
829586	28.48	7.67

```

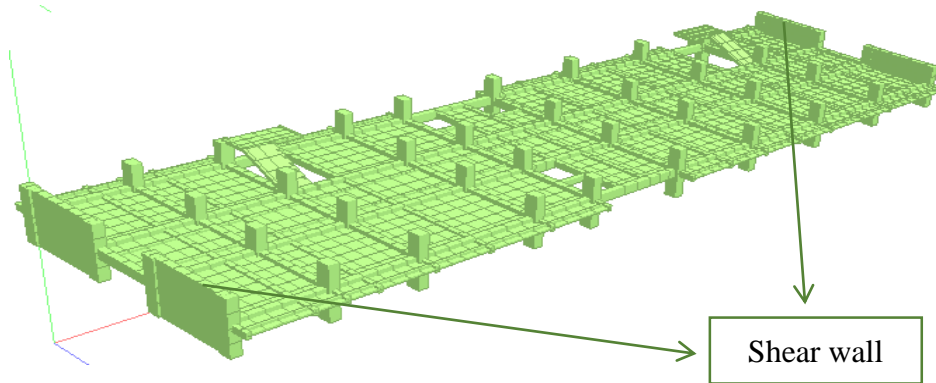
1273. PRINT CG
■
    CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

        X =    28.48    Y =    8.50    Z =    7.67

    TOTAL SELF WEIGHT =                829586.938 (KG    UNIT)

1274. FINISH
  
```

❖ Lantai 4 – lantai 8



Gambar 3.17 Potongan pusat massa Lantai 4 – lantai 8

Tabel 3.4 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 4 – lantai 8 dari hasil

Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
829334	28.49	7.67

```

1251. PRINT CG
-----< PAGE 23 Ends Here >-----
STAAD SPACE                                -- PAGE NO.   24

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

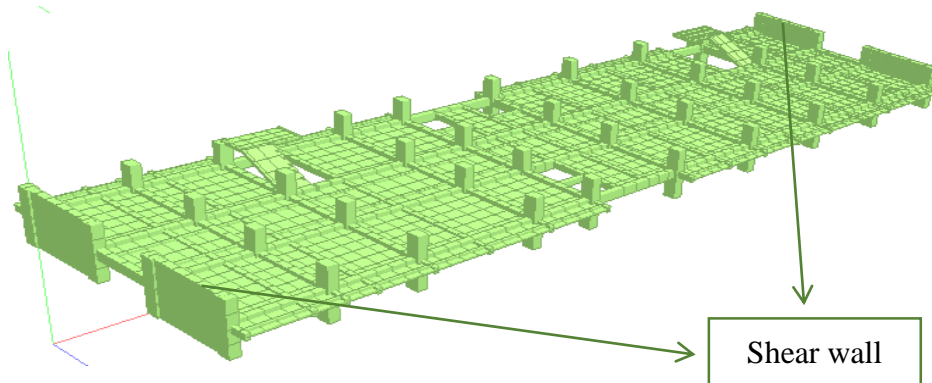
      X =   28.49   Y =   12.00   Z =    7.67

TOTAL SELF WEIGHT =                829334.375 (KG   UNIT)

1252. FINISH

```

❖ Lantai 9



Gambar 3.18 Potongan pusat massa Lantai 9

Tabel 3.5 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 9 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
829334	28.49	7.67

```

1273. PRINT CG

      CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

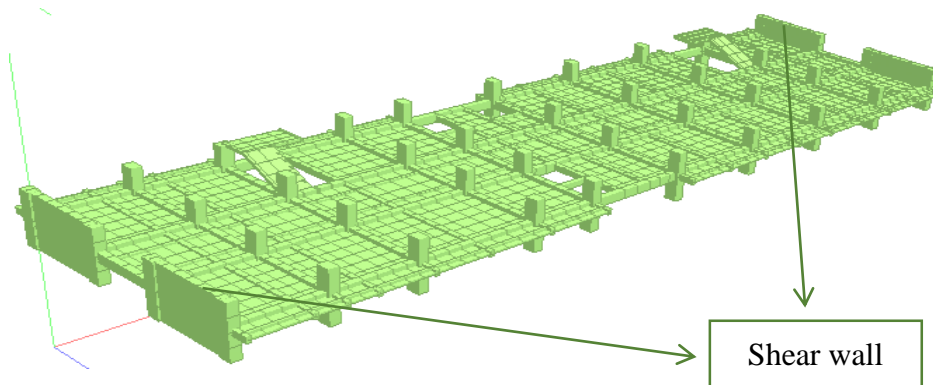
      X =    28.49    Y =    29.50    Z =     7.67

      TOTAL SELF WEIGHT =                829334.562 (KG    UNIT)

1274. FINISH

```

❖ Lantai 10 – lantai 12



Gambar 3.19 Potongan pusat massa Lantai 10 – lantai 12

Tabel 3.6 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 10 – lantai 12 dari hasil

Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
829334	28.49	7.67

```

1242. PRINT CG

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

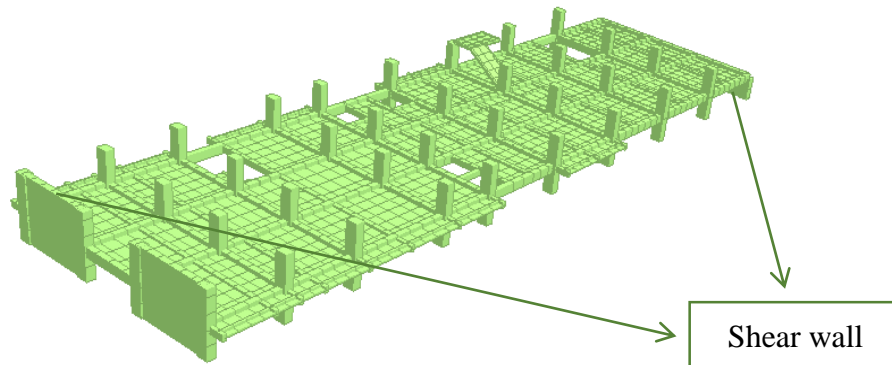
X = 28.49 Y = 33.00 Z = 7.67

TOTAL SELF WEIGHT = 829334.438 (KG UNIT)

1243. FINISH
-----< PAGE 23 Ends Here >-----
STAAD SPACE                                -- PAGE NO. 24

```

❖ Lantai 13



Gambar 3.20 Potongan pusat massa Lantai 13

Tabel 3.7 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 13 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
790764	26.63	7.67

```

1141. PRINT CG
-----< PAGE 21 Ends Here >-----
STAAD SPACE                                -- PAGE NO.   22

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

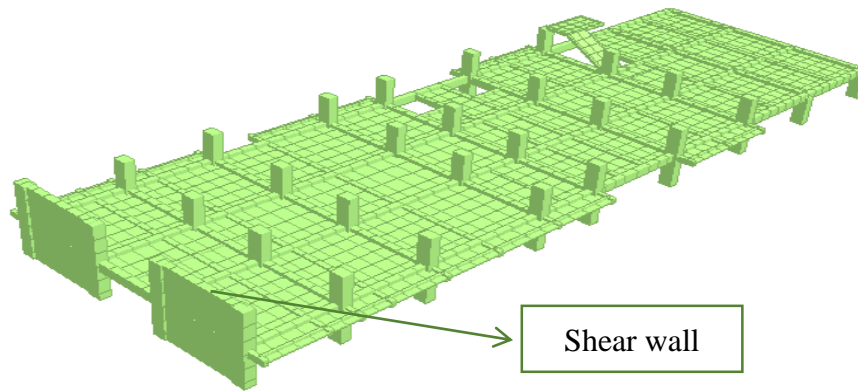
      X =   26.63   Y =   43.54   Z =    7.67

TOTAL SELF WEIGHT =                790764.688 (KG   UNIT)

1142. FINISH

```

❖ Lantai 14



Gambar 3.21 Potongan pusat massa Lantai 14

Tabel 3.8 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 14 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
745603	22.47	7.70

```

1026. PRINT CG
-----< PAGE 19 Ends Here >-----
  STAAD SPACE                               -- PAGE NO. 20

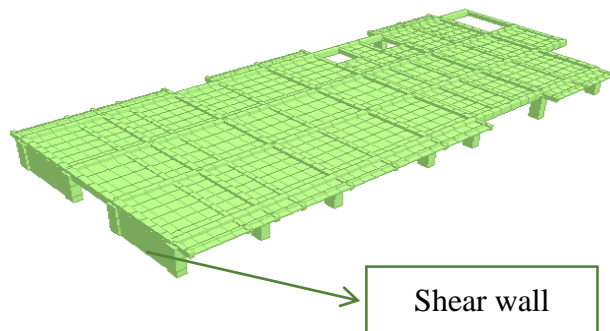
CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

      X =    22.47   Y =    48.14   Z =     7.70

TOTAL SELF WEIGHT =                745603.875 (KG   UNIT)

1027. FINISH
  
```


❖ Lantai 15 (Atap)



Gambar 3.22 Potongan pusat massa Lantai 15

Tabel 3.9 Berat dan koordinat pusat massa (CM) lantai 15 dari hasil Staad Pro

Berat Kg	Koordinat (m)	
	X	Z
486888	17.83	7.66

```

748. PRINT CG
-----< PAGE 14 Ends Here >-----
STAAD SPACE                                -- PAGE NO. 15

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

      X =    17.83   Y =    52.55   Z =     7.66

TOTAL SELF WEIGHT =                486888.156 (KG   UNIT)

749. FINISH

```

1. Koordinat pusat massa lantai (CM) di lihat dari hasil running Program Bantu Teknik Sipil (PBTS) / STAAD PRO, berat bangunan perlantai yang telah di potong dalam bentuk 3D dengan Perintah / Comands → Post Analysis Print : CG (Center Gravity) dan Support Reaction.

Tabel 3.10 Koordinat pusat massa per lantai seperti pada table dibawah ini :

Koordinat Per Lantai	X	Z
Lantai 1	28.3	7.61
Lantai 2	28.42	7.65
Lantai 3	28.48	7.67
Lantai 4	28.49	7.67
Lantai 5	28.49	7.67
Lantai 6	29.49	7.67
Lantai 7	28.49	7.67
Lantai 8	28.49	7.67
Lantai 9	28.49	7.67
Lantai 10	28.47	7.67
Lantai 11	28.47	7.67
Lantai 12	28.47	7.67
Lantai 13	26.63	7.67
Lantai 14	22.47	7.70
Lantai 15	17.83	7.66

Keterangan :

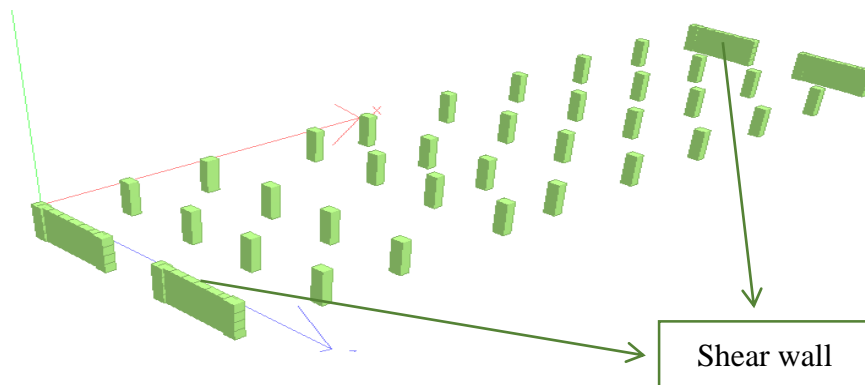
Nilai koordinat ini dipakai untuk memberikan beban gempa pada struktur dan Response Spectrum Gempa pada struktur dapat dilihat pada Input data Staad pro, dengan mengatur parameter – parameter : $X = 1$, $Y = 1$, $Z = 0.3$

Dalam menganalisa beban gempa Dinamik (SNI – 1726 – 2002 pasal 5.8.2)

Untuk mensimulasi arah pengaruh gempa yang sembarang terhadap struktur gedung, pengaruh pembeban gempa dalam arah utama yang ditentukan menurut pasal 5.8.1 harus dianggap efektif 100 % dan harus dianggap terjadi bersamaan dengan pengaruh pembebanan gempa dalam arah tegak lurus pada arah utama pembebanan tadi, tetapi dengan efektifitas hanya 30 %. Sehingga dalam parameter Spectrum Load Direction diisi : $X = 1, Z = 0.3$

3.7. Gambar dan Perhitungan Pusat Kekakuan (CR)

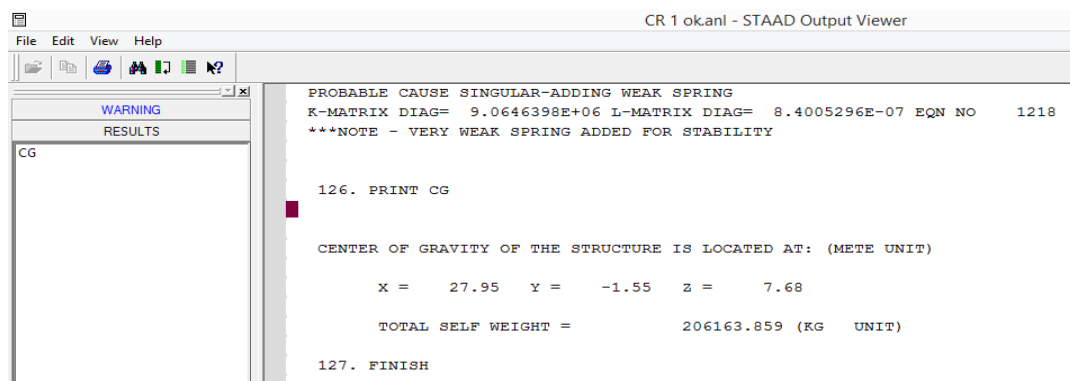
❖ Tingkat 1



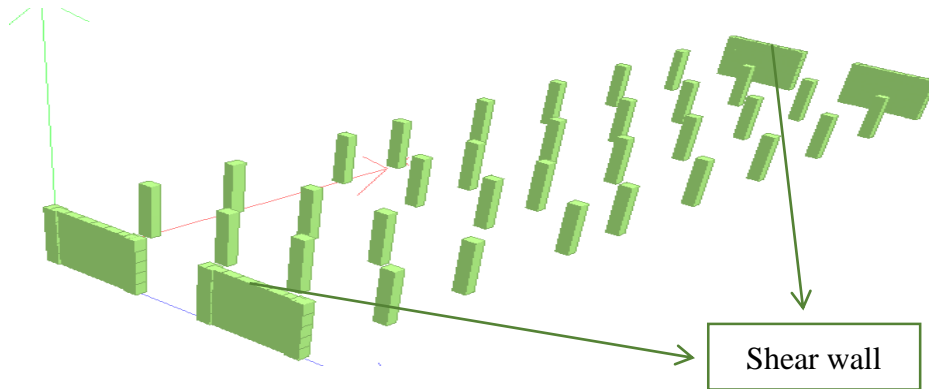
Gambar 3.23 Potongan pusat kekakuan tingkat 1

Tabel 3.11 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 1 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.68



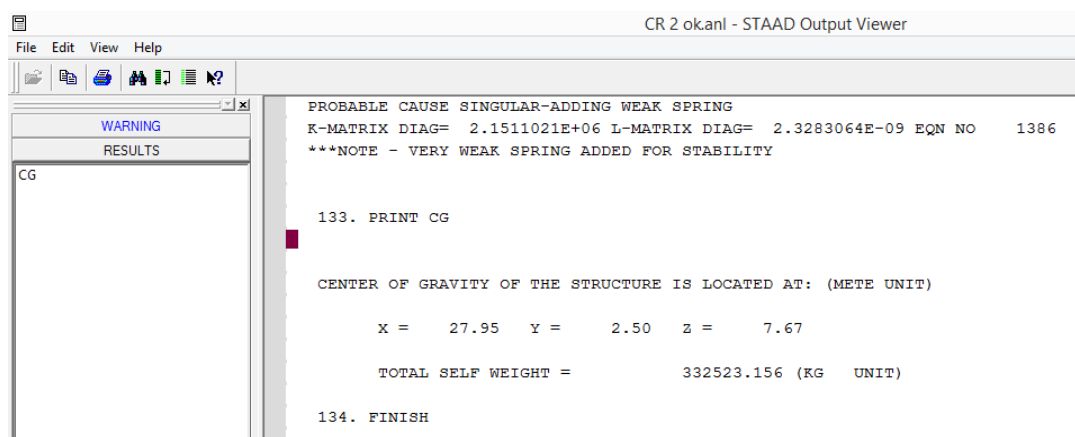
❖ Tingkat 2



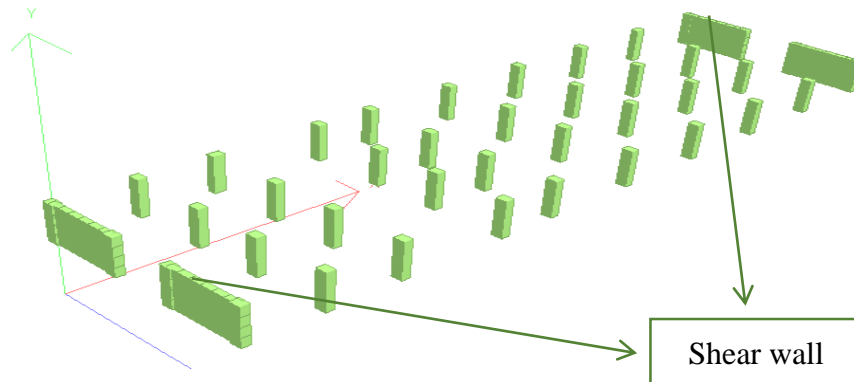
Gambar 3.24 Potongan pusat kekakuan tingkat 2

Tabel 3.12 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 2 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.67



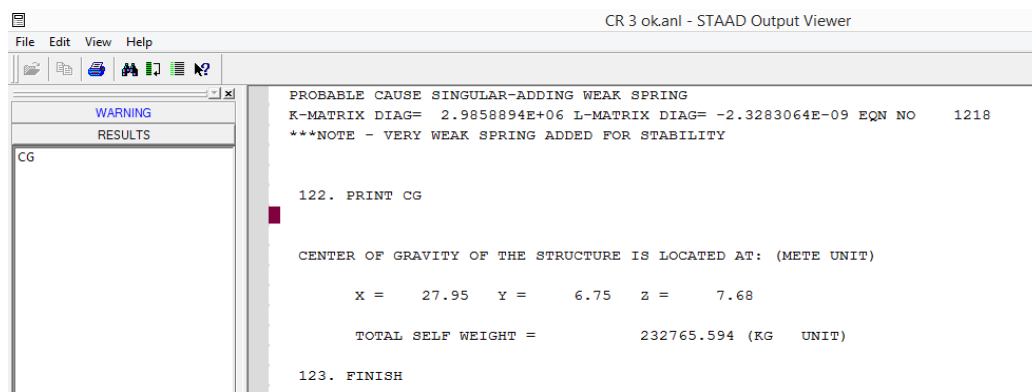
❖ Tingkat 3



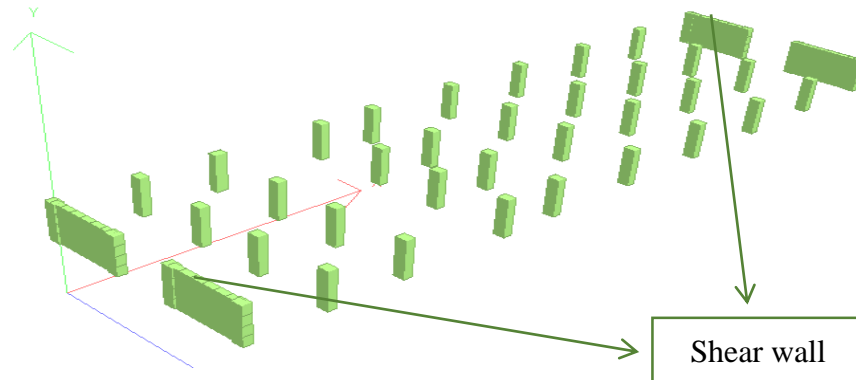
Gambar 3.25 Potongan pusat kekakuan tingkat 3

Tabel 3.13 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 3 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.68



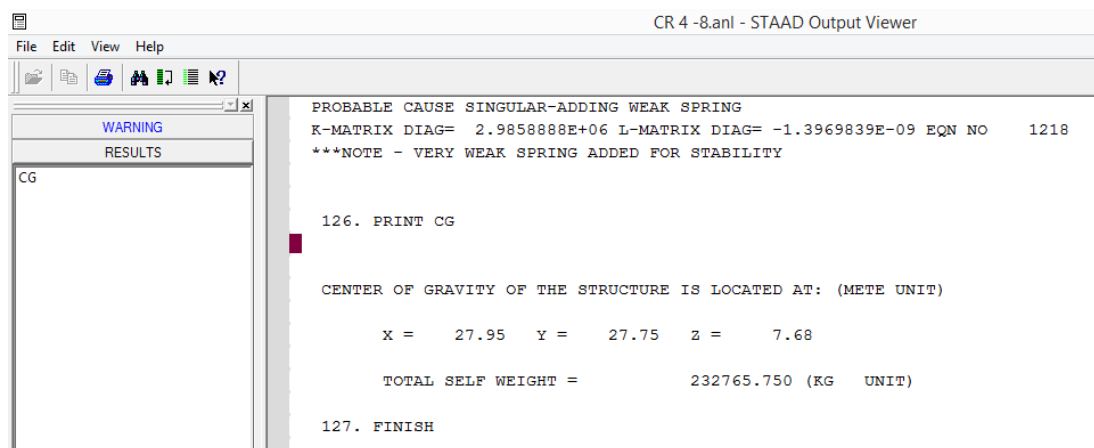
❖ tingkat 4 – tingkat 8



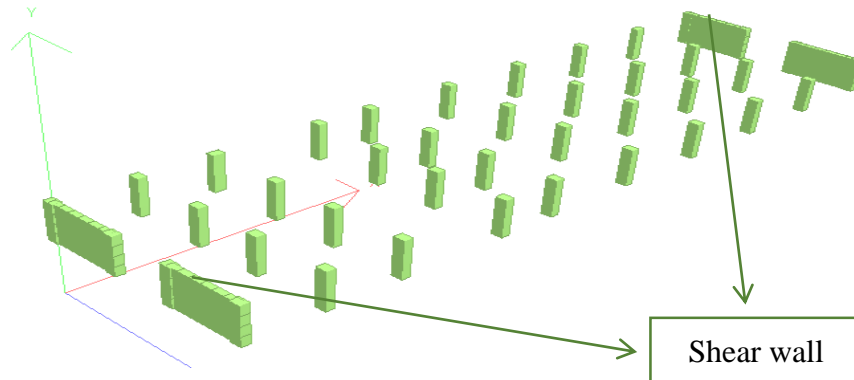
Gambar 3.26 Potongan pusat kekakuan tingkat 4 – tingkat

Tabel 3.14 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 4 – tingkat 8 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.68



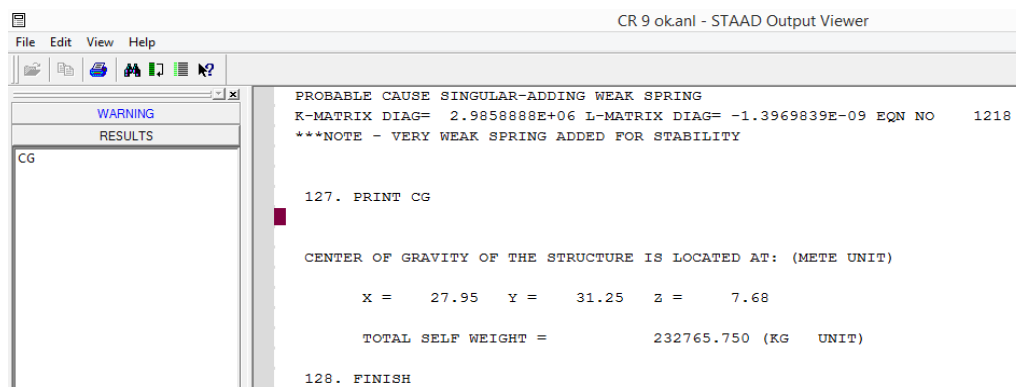
❖ Tingkat 9



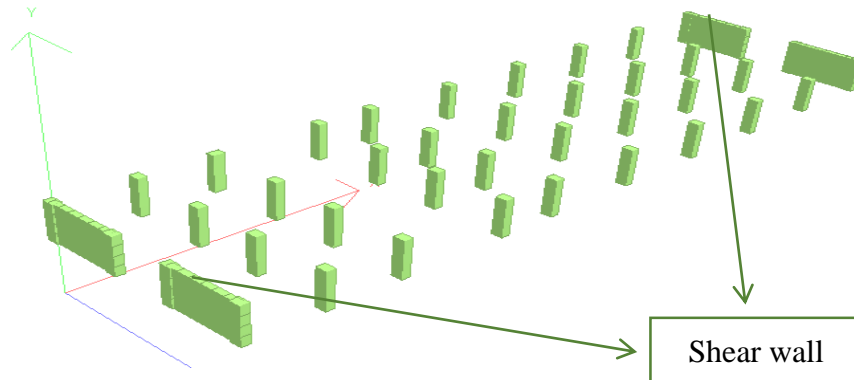
Gambar 3.27 Potongan pusat kekakuan tingkat 9

Tabel 3.15 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 9 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.68



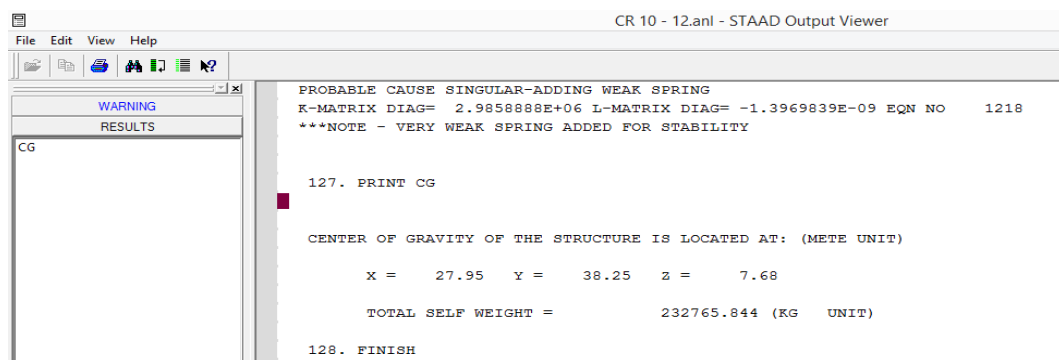
❖ Tingkat 10 – tingkat 12



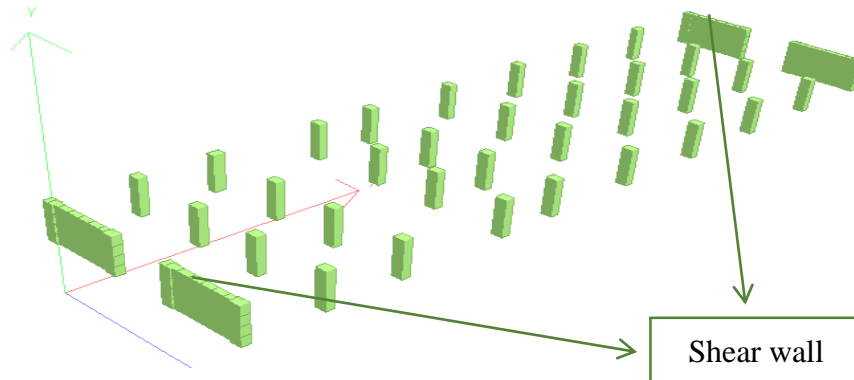
Gambar 3.28 Potongan pusat kekakuan tingkat 10 – tingkat 12

Tabel 3.16 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 10 – tingkat 12 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.68



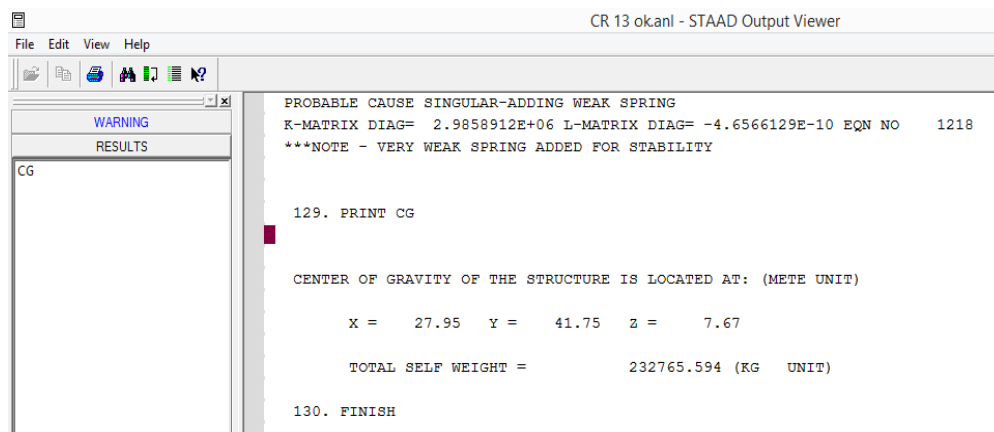
❖ Tingkat 13



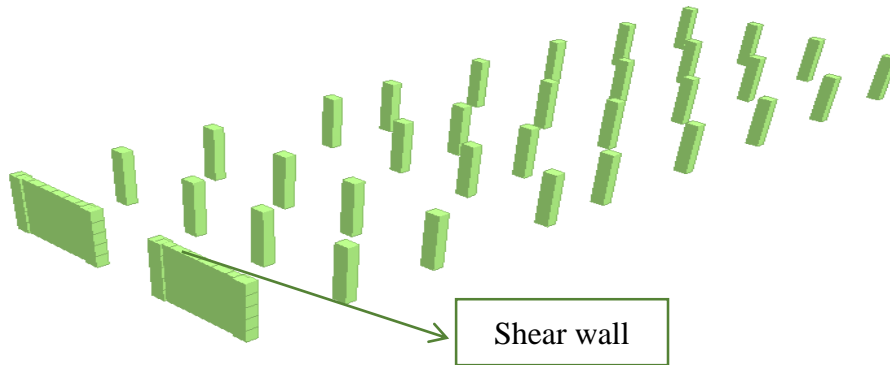
Gambar 3.29 Potongan pusat kekakuan tingkat 13

Tabel 3.17 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 13 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
27.95	7.68



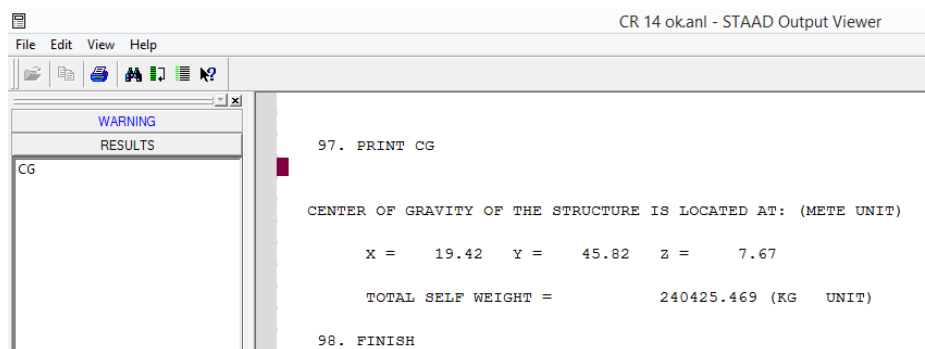
❖ Tingkat 14



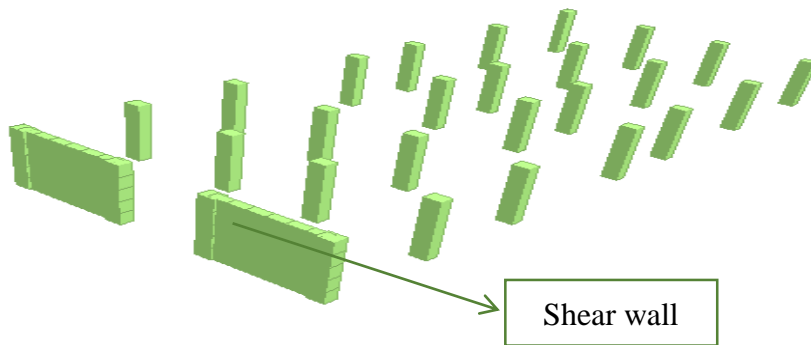
Gambar 3.30 Potongan pusat kekakuan tingkat 14

Tabel 3.18 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 14 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
19.42	7.67



❖ Tingkat 15



Gambar 3.31 Potongan pusat kekakuan tingkat 15

Tabel 3.19 Koordinat pusat kekakuan (CR) tingkat 15 dari Staad pro

Koordinat (m)	
X	Z
13.37	7.68

```

CR 15.anl - STAAD Output Viewer
File Edit View Help
[Icons]
WARNING
RESULTS
CG
PROBABLE CAUSE SINGULAR-ADDING WEAK SPRING
K-MATRIX DIAG= 2.3028419E+06 L-MATRIX DIAG= 9.3132257E-10 EQN NO 786
***NOTE - VERY WEAK SPRING ADDED FOR STABILITY

90. PRINT CG

CENTER OF GRAVITY OF THE STRUCTURE IS LOCATED AT: (METE UNIT)

X = 13.37 Y = 50.48 Z = 7.68

TOTAL SELF WEIGHT = 197524.203 (KG UNIT)

91. FINISH
  
```

Koordinat pusat kekakuan (CR) di lihat dari hasil running program bantu Teknik Sipil (PBTS) STAAD PRO, elemen struktur vertikal yang telah di potong dalam bentuk 3D dengan perintah / Commands → Post Analysis Print : CG (Center Gravity) dan Support Reaction.

Koordinat pusat kekakuan per tingkat seperti pada table dibawah ini :

Tabel 3.20 Berat bangunan tiap lantai dari hasil analisa STAAD PRO

Tingkat	Koordinat kolom per tingkat	
	X	Z
1	27.95	7.68
2	27.95	7.67
3	27.95	7.68
4	27.95	7.68
5	27.95	7.68
6	27.95	7.68
7	27.95	7.68
8	27.95	7.68
9	27.95	7.68
10	27.95	7.68
11	27.95	7.68
12	27.95	7.68
13	27.95	7.68
14	19.42	7.67
15	13.37	7.68

Keterangan :

Nilai koordinat pusat kekakuan (CR) berbeda dengan nilai koordinat pada pusat massa lantai (CM) sehingga akan terjadi Mode Shape Puntir (Torsional Mode Shape) pada struktur di landa beban gempa dengan Skala Rither yang tinggi.

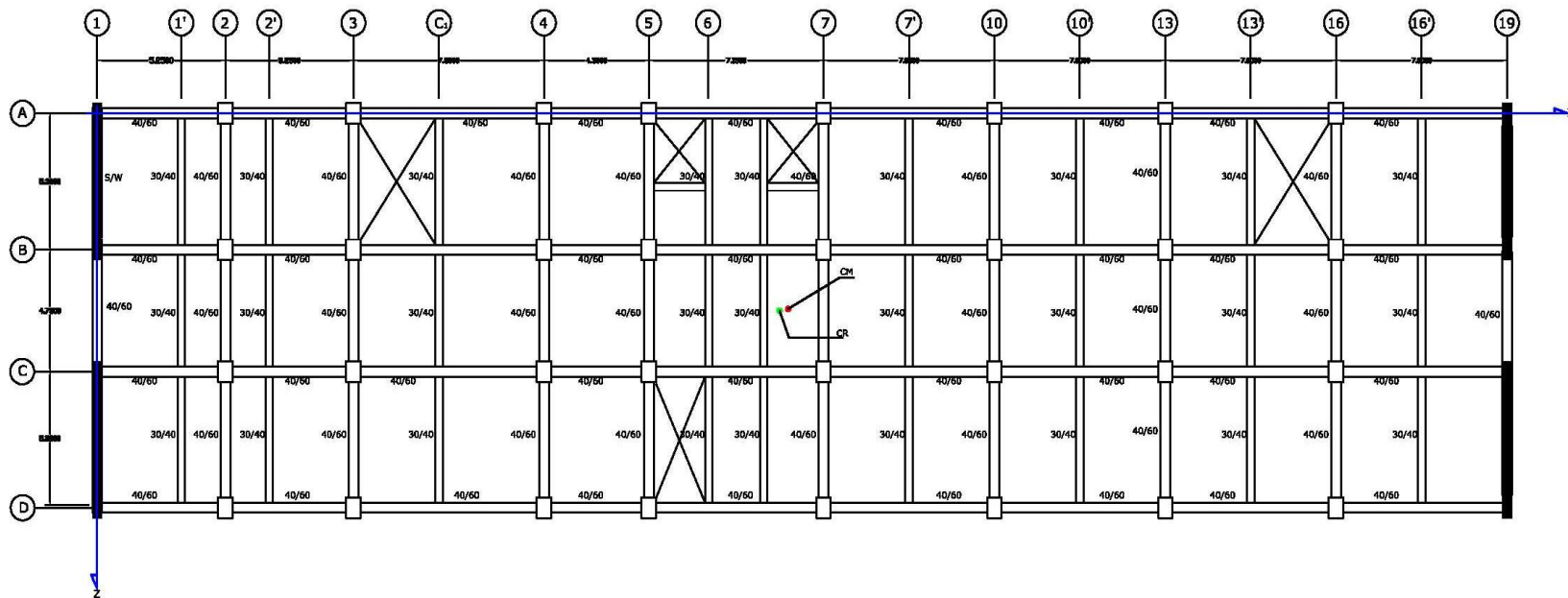
Hal ini diakibatkan karena adanya perbedaan pusat massa (CM) dengan pusat kekakuan (CR) yang tidak terletak pada satu titik sehingga menimbulkan Eksentrisitas pada struktur tersebut.

Tabel 3.21 : Pentabelan Pusat Kekakuan (CR) dan Pusat Massa (CM)

Koordinat Per Lantai (CM)	CMX	CMZ
Lantai 1	28.3	7.61
Lantai 2	28.42	7.65
Lantai 3	28.48	7.67
Lantai 4	28.49	7.67
Lantai 5	28.49	7.67
Lantai 6	29.49	7.67
Lantai 7	28.49	7.67
Lantai 8	28.49	7.67
Lantai 9	28.49	7.67
Lantai 10	28.47	7.67
Lantai 11	28.47	7.67
Lantai 12	28.47	7.67
Lantai 13	26.63	7.67
Lantai 14	22.47	7.70
Lantai 15	17.83	7.66

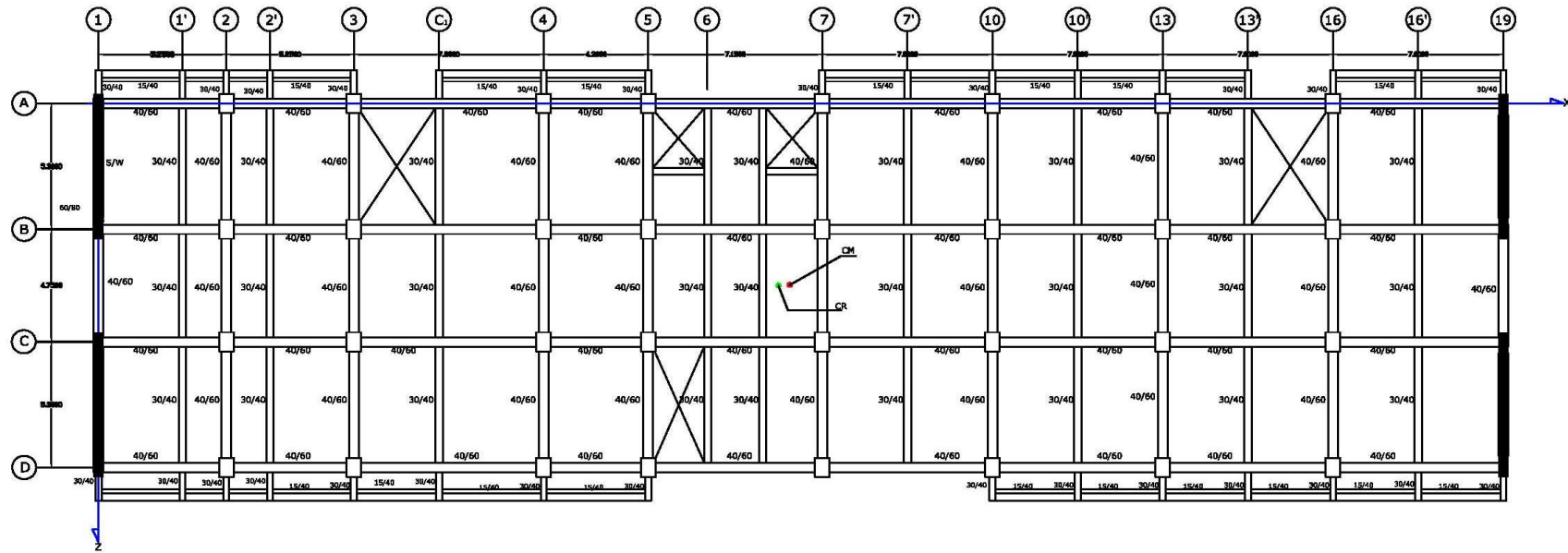
Tingkat	Koordinat Kekakuan per tingkat	
	CRX	CRZ
1	27.95	7.68
2	27.95	7.67
3	27.95	7.68
4	27.95	7.68
5	27.95	7.68
6	27.95	7.68
7	27.95	7.68
8	27.95	7.68
9	27.95	7.68
10	27.95	7.68
11	27.95	7.68
12	27.95	7.68
13	27.95	7.68
14	19.42	7.67
15	13.37	7.68

✚ Lantai 1



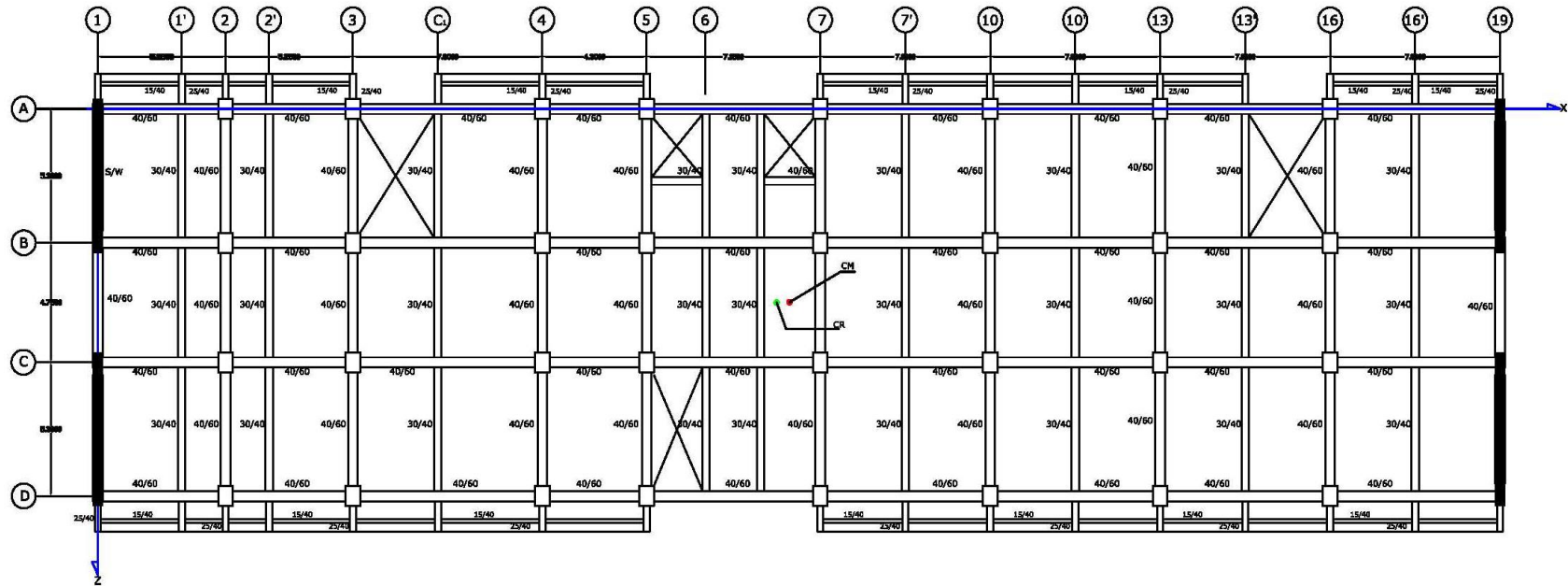
Gambar 3.32 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 1

✚ Lantai 2



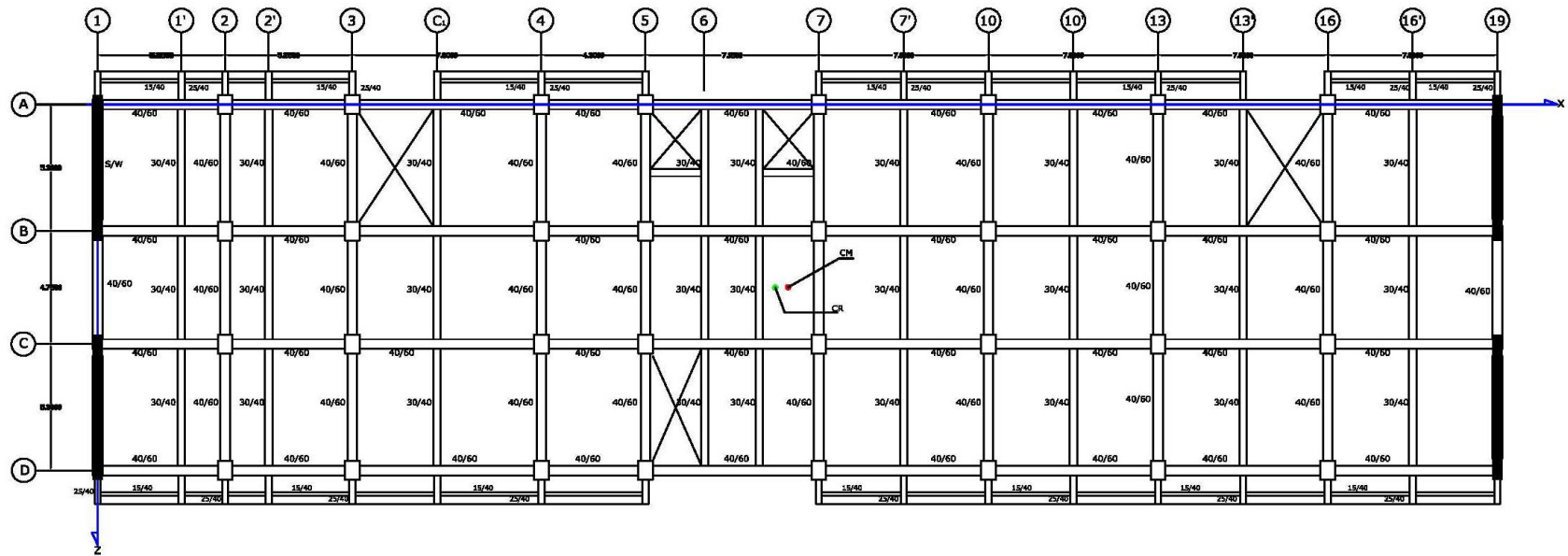
Gambar 3.33 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 2

Lantai 3



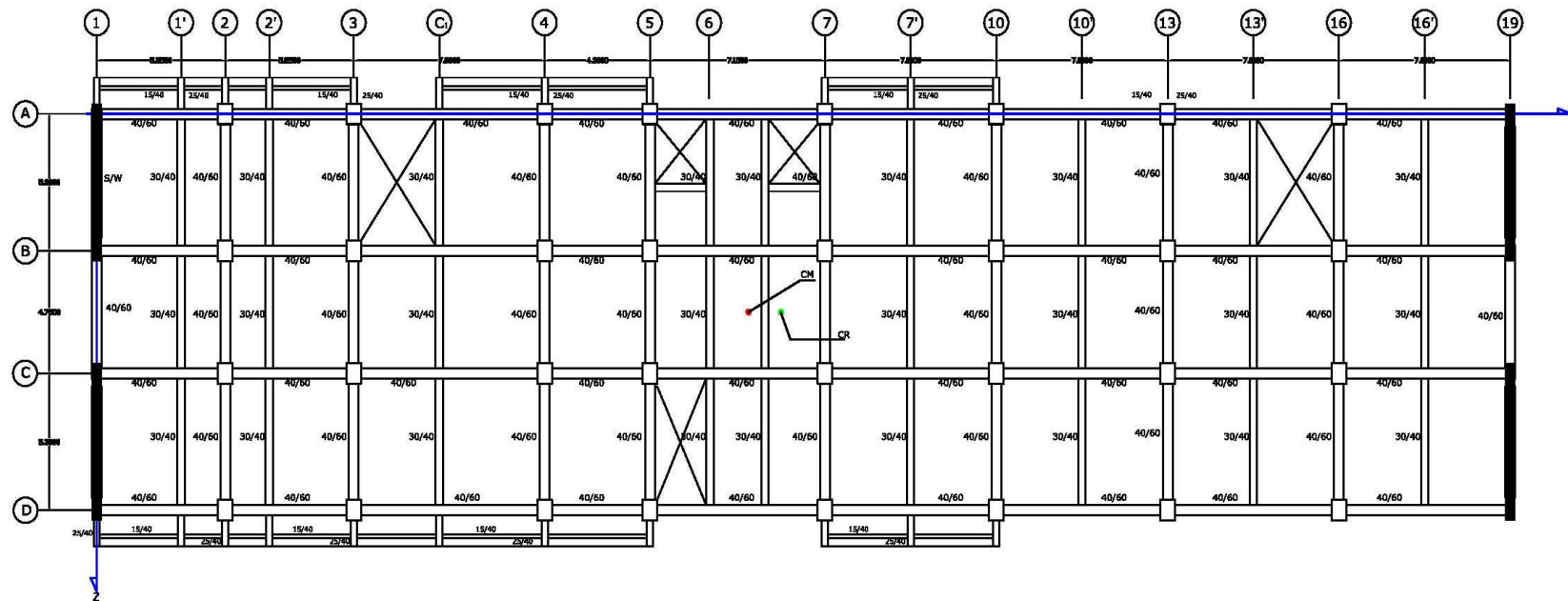
Gambar 3.34 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 3

✚ Lantai 4 – lantai 8



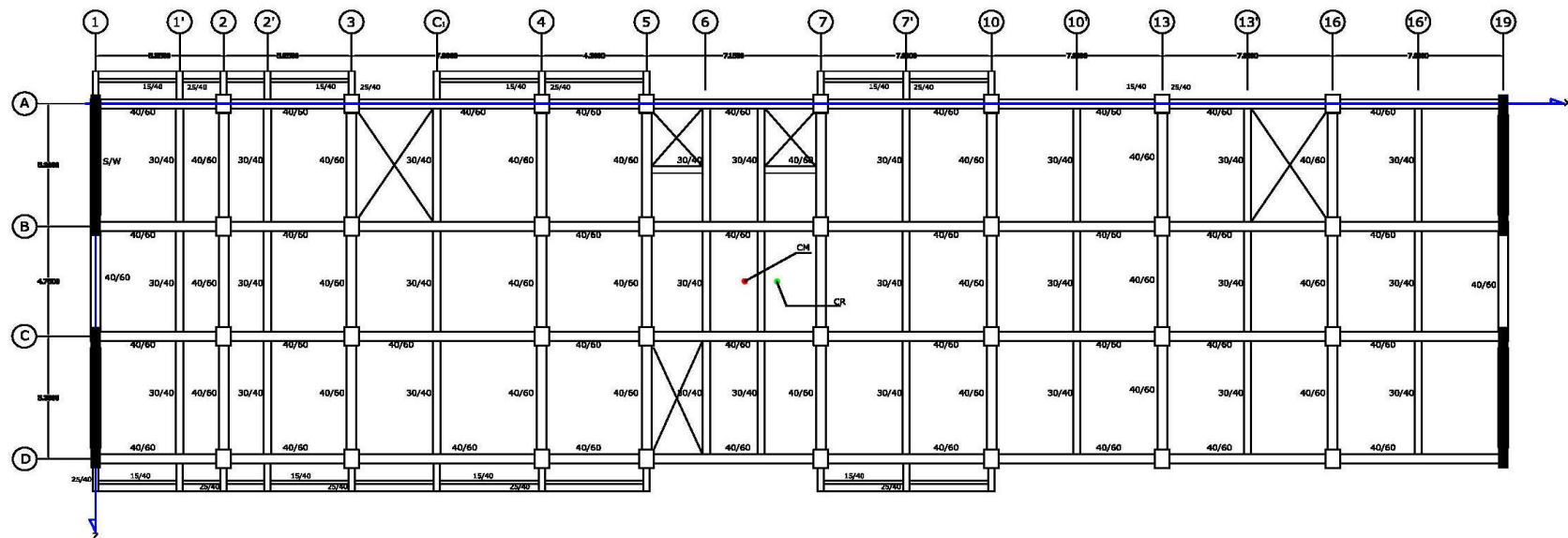
Gambar 3.35 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 4 – lantai 8

✚ Lantai 9



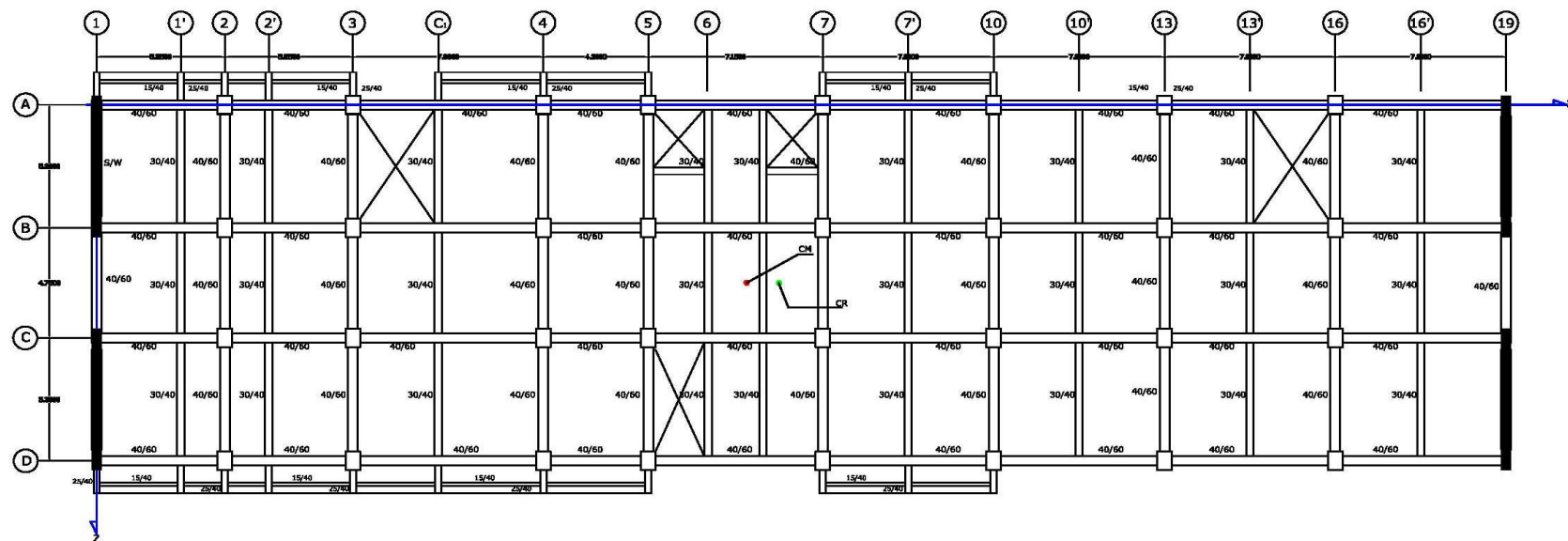
Gambar 3.36 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 9

✚ Lantai 10 – lantai 12



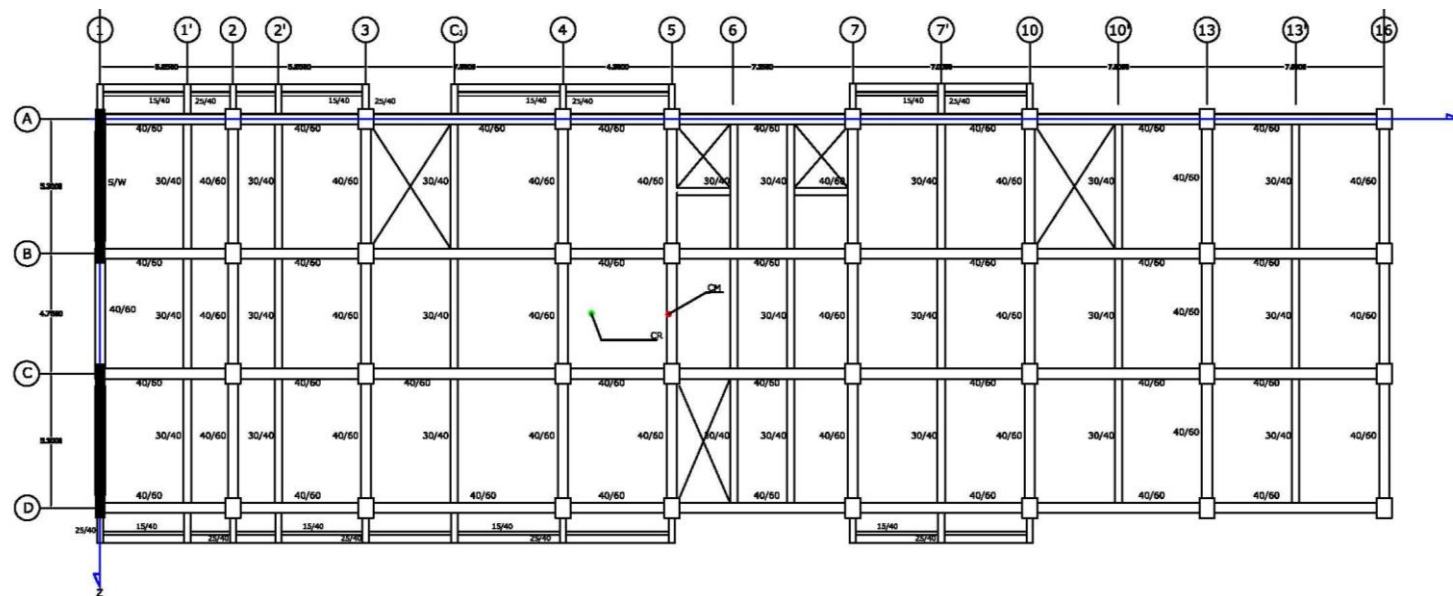
Gambar 3.37 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 10 – lantai 12

✚ Lantai 13



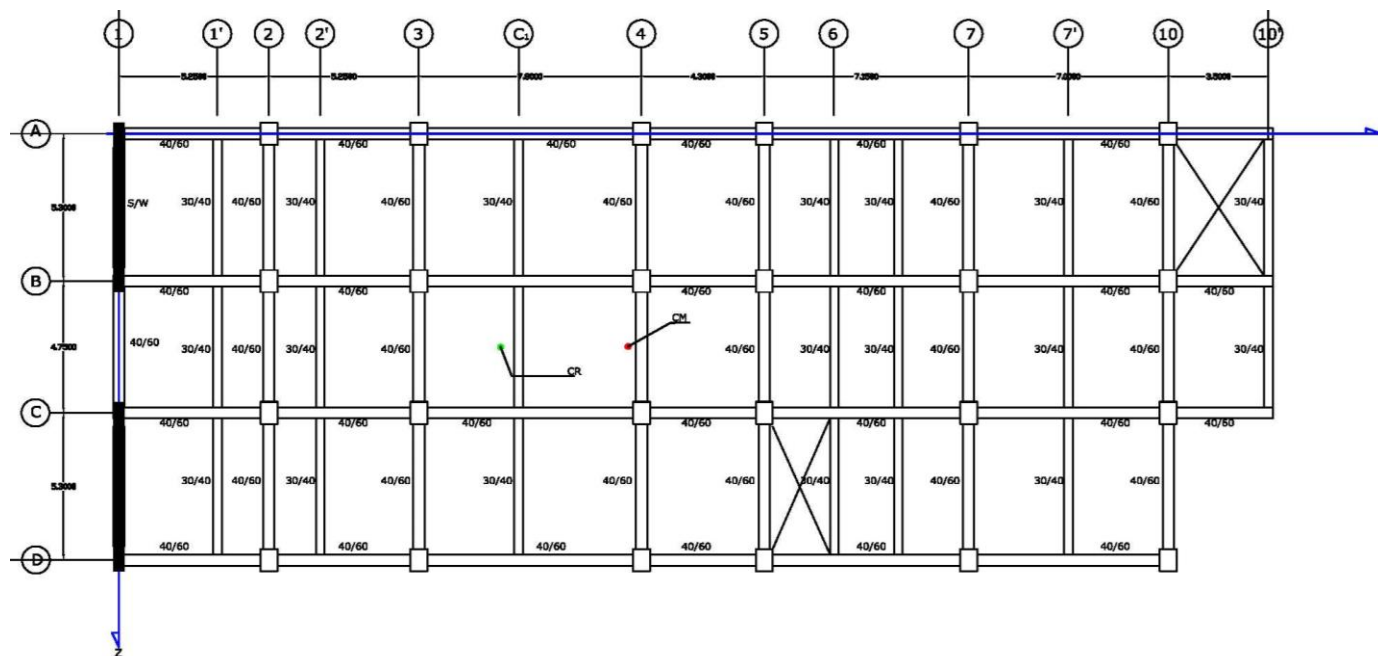
Gambar 3.38 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 13

Lantai 14



Gambar 3.39 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 14

✚ Lantai 15



Gambar 3.40 Letak pusat massa (CM) dan pusat kekakuan (CR) lantai 15

3.8 Perhitungan Eksentrisitas Rencana e_d

- Untuk $0 < e \leq 0.3 b$:

$$e_d = 1.5 e + 0.05 b \text{ atau } e_d = e - 0.05 b$$

- Untuk $e \geq 0.3 b$:

$$e_d = 1.33 e + 0.1 b \text{ atau } e_d = 1.17e - 0.1 b$$

Dari setiap persamaaan, di pilih di antara ke dua rumus itu, yang pengaruhnya paling menentukan untuk unsur subsistem struktur gedung yang di tinjauh.

3.8.1. Lantai 15

Dimana : $b_z = 15.35 \text{ m}$

$$b_x = 40.25 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.02 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.798 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 15.35$$

$$= - 0.748 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.798 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 4.46 \leq 0.3 \times 40.25$$

$$= 4.46 < 12.075 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dx} &= 1.5 e + 0.05 b \\
 &= 1.5 \times 4.46 + 0.05 \times 40.25 \\
 &= 8.703 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dx} &= e - 0.05 b \\
 &= 4.46 - 0.05 \times 40.25 \\
 &= 2.448 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 8.25 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.798 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 8.25 \text{ m}$

3.8.2. Lantai 14

Dimana : $bz = 15.35 \text{ m}$

$bx = 50.75 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \text{a). } e_z &= e \leq 0.3 b \\
 &= 0.03 \leq 0.3 \times 15.35 \\
 &= 0.03 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dz} &= 1.5 e + 0.05 b \\
 &= 1.5 \times 0.03 + 0.05 \times 15.35 \\
 &= 0.843 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dz} &= e - 0.05 b \\
 &= 0.03 - 0.05 \times 15.35 \\
 &= - 0.738 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.843 m

$$\begin{aligned}
 \text{b). } e_x &= e \leq 0.3 b \\
 &= 3.05 \leq 0.3 \times 50.75
 \end{aligned}$$

$$= 3.05 < 15.225 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 3.05 + 0.05 \times 50.75$$

$$= 7.113 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 3.05 - 0.05 \times 50.75$$

$$= 0.513 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 7.115 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.843 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 7.113 \text{ m}$

3.8.3. Lantai 13

Dimana : $bz = 15.35 \text{ m}$

$$bx = 57.75 \text{ m}$$

$$\text{a). } e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.01 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.01 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.01 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.785 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.01 - 0.05 \times 15.35$$

$$= - 0.758 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.785 m

$$\text{b). } e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 1.32 \leq 0.3 \times 57.75$$

$$= 1.32 < 17.325 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 1.32 + 0.05 \times 57.75$$

$$= 4.868 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 1.32 - 0.05 \times 57.75$$

$$= -1.568 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 4.868 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.785 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 4.868 \text{ m}$

3.8.4. Lantai 12 – lantai 10

Dimana : $b_z = 15.35 \text{ m}$

$$b_x = 57.75 \text{ m}$$

$$\text{a). } e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.01 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.01 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.01 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.785 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.01 - 0.05 \times 15.35$$

$$= -0.758 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.785 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.52 \leq 0.3 \times 57.75$$

$$= 0.52 < 17.325 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.52 + 0.05 \times 57.75$$

$$= 3.668 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 0.52 - 0.05 \times 57.75$$

$$= -2.368 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 3.668 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.785 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 3.668 \text{ m}$

3.8.6. Lantai 9 – lantai 4

Dimana : $bz = 15.35 \text{ m}$

$$bx = 57.75 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.01 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.01 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.01 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.785 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.01 - 0.05 \times 15.35$$

$$= -0.758 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.785 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.54 \leq 0.3 \times 57.75$$

$$= 0.54 < 17.325 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.54 + 0.05 \times 57.75$$

$$= 3.698 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 0.54 - 0.05 \times 57.75$$

$$= -2.348 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 3.698 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.785 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 3.688 \text{ m}$

3.8.6. Lantai 3

Dimana : $bz = 15.35 \text{ m}$

$$bx = 57.75 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.01 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.01 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.01 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.785 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.01 - 0.05 \times 15.35$$

$$= -0.758 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.785 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.53 \leq 0.3 \times 57.75$$

$$= 0.53 < 17.325 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.53 + 0.05 \times 57.75$$

$$= 3.683 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 0.53 - 0.05 \times 57.75$$

$$= -2.358 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 3.683 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.785 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 3.683 \text{ m}$

3.8.7. Lantai 2

$$\text{Dimana : } bz = 15.35 \text{ m}$$

$$bx = 57.75 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.02 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.02 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.02 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.798 \text{ m}$$

$$e_{dz} = e - 0.05 b$$

$$= 0.02 - 0.05 \times 15.35$$

$$= -0.747 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.798 m

$$b). e_x = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.47 \leq 0.3 \times 57.75$$

$$= 0.47 < 17.325 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dx} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.47 + 0.05 \times 57.75$$

$$= 3.593 \text{ m}$$

$$e_{dx} = e - 0.05 b$$

$$= 0.47 - 0.05 \times 57.75$$

$$= -2.418 \text{ m}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 3.593 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.798 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 3.593 \text{ m}$

3.8.8. Lantai 1

$$\text{Dimana : } bz = 15.35 \text{ m}$$

$$bx = 57.75 \text{ m}$$

$$a). e_z = e \leq 0.3 b$$

$$= 0.07 \leq 0.3 \times 15.35$$

$$= 0.07 < 4.605 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}$$

$$e_{dz} = 1.5 e + 0.05 b$$

$$= 1.5 \times 0.07 + 0.05 \times 15.35$$

$$= 0.873 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dz} &= e - 0.05 b \\
 &= 0.07 - 0.05 \times 15.35 \\
 &= -0.697 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dz} yaitu : 0.873 m

$$\begin{aligned}
 \text{b). } e_x &= e \leq 0.3 b \\
 &= 0.35 \leq 0.3 \times 57.75 \\
 &= 0.35 < 17.325 \longrightarrow \text{dipakai persamaan(1)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dx} &= 1.5 e + 0.05 b \\
 &= 1.5 \times 0.35 + 0.05 \times 57.75 \\
 &= 3.413 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 e_{dx} &= e - 0.05 b \\
 &= 0.35 - 0.05 \times 57.75 \\
 &= -2.538 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dipakai yang terbesar untuk e_{dx} yaitu : 3.413 m

Jadi, Eksentrisitas Rencana untuk lantai 15, $e_{dz} = 0.873 \text{ m}$ dan $e_{dx} = 3.413 \text{ m}$

Tabel 3.22 Eksentrisitas Rencana (e_d)

Lantai	Jarak (m)	
	e_{dz}	e_{dx}
15	0.798	8.25
14	0.843	7.113
13	0.785	4.868
12	0.785	3.668
11	0.785	3.668
10	0.785	3.668
9	0.785	3.688
8	0.785	3.688
7	0.785	3.688
6	0.785	3.688
5	0.785	3.688
4	0.785	3.688
3	0.785	3.683
2	0.798	3.593
1	0.873	3.413

3.9. Perhitungan Pusat Kekakuan Struktur (CR)

Formula :

$$\text{Inersia (I)} = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$\text{Kekakuan} = \frac{E \times I}{L}$$

Namun dalam perhitungan ini nilai E-itu sendiri tidak diperhitungkan karena akan di bagi dengan E itu sendiri.

Perhitungan kekakuan Portal

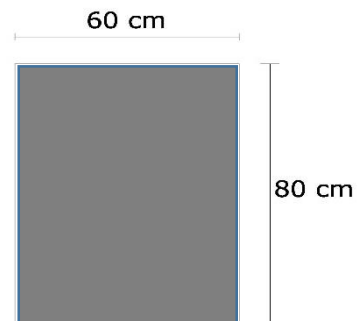
1. Kolom Persegi 60/80

$$A = b \times h$$

$$A = 60 \times 80 = 4800 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$I = \frac{1}{12} \times 60 \times 80^3 = 2560000 \text{ cm}^4 = 2560000 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$



➤ Untuk $h = 3.1 \text{ m}$

▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2560000 \times 10^{-8}}{3.1} = 0.00826 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0.001 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{0.00826}{0.001} = 8.258$$

➤ Untuk $h = 5 \text{ m}$

▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2560000 \times 10^{-8}}{5} = 0.00512 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0.001 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{0.00512}{0.001} = 5.12$$

➤ Untuk $h = 3.5 \text{ m}$

▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2560000 \times 10^{-8}}{3.5} = 0.00731 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0.001 \text{ m}^3$$

▪ Kekakuan lentur kolom (Kc) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{0.00731}{0.001} = 7.31$$

➤ Untuk $h = 4.65 \text{ m}$

▪ Kekakuan relatif kolom (K) :

$$K = \frac{I}{h} = \frac{2560000 \times 10^{-8}}{4.65} = 0.00551 \text{ m}^3$$

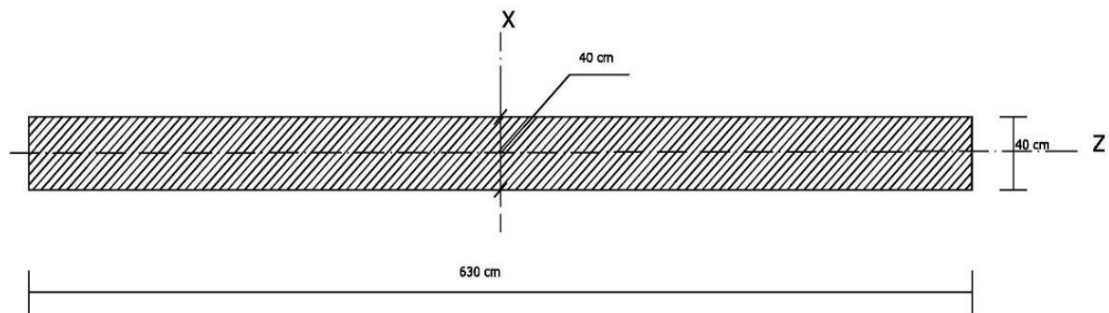
▪ Kekakuan Absolut (Ko) :

$$K_o = 1000 \text{ cm}^3 = 0.001 \text{ m}^3$$

- Kekakuan lentur kolom (K_c) :

$$K_c = \frac{K}{K_o} = \frac{0.00551}{0.001} = 5.55$$

3.10. Untuk Badan Dinding Geser / Shear Wall / Dual System (D.S) = 40 / 630 cm



Gambar 3.41 Badan dinding Geser / Shear Wall

- Momen Inersia Penampang Dinding geser arah x (I_z)

Bagian Dinding yang berdimensi 630/40

$$I_z = \frac{1}{12} \times 630 \times 40^3 = 33600000 \text{ cm}^4$$

- Momen Inersia arah x (I_x)

Bagian Dinding yang berdimensi 470/30

$$I_x = \frac{1}{12} \times 630^3 \times 40 = 833490000 \text{ cm}^4$$

- Momen Inersia Penampang Kolom arah z (I_z)

Kolom berdimensi 60/80

$$I_z = \frac{1}{12} \times 80 \times 60^3 = 1440000 \text{ cm}^4$$

- Momen Inersia arah x (I_x)

Kolom berdimensi 60/80

$$I_x = \frac{1}{12} \times 80^3 \times 60 = 2560000 \text{ cm}^4$$

Kekakuan (EI) berdasarkan dimensi penampang yang dilihat dari momen inersia (I) masing-masing arah pembebanan gempa, sebab untuk Modulus Elastisitas E untuk bahan yang sama mempunyai nilai yang sama.

Total momen inersia arah x (I_x) :

Jumlah dinding geser = 4 buah

Jumlah kolom dimensi 60/80 = 32 buah

Maka jumlah kekakuan dinding geser = (I_z) x 4

$$= (33600000) \times 4 = 134400000 \text{ cm}^4$$

Maka jumlah kekakuan dinding geser = (I_x) x 4

$$= (833490000) \times 4 = 3333960000 \text{ cm}^4$$

Jumlah kekakuan kolom = ($I_{z(60/80)}$) x 32

$$= (1440000) \times 32 = 46080000 \text{ cm}^4$$

Jumlah kekakuan kolom = ($I_{x(60/80)}$) x 32

$$= (2560000) \times 32 = 81920000 \text{ cm}^4$$

Untuk perbandingan persentase antara momen inersia Dinding geser dan Portal :

$$\text{Persentase Dinding Geser arah } I_z = \frac{134400000}{(134400000 + 46080000)} \times 100\% = 75 \%$$

$$\text{Persentase Dinding Geser arah } I_x = \frac{3333960000}{(3333960000 + 81920000)} \times 100\% = 98 \%$$

$$\text{Persentase Kolom arah Iz} = \frac{46080000}{(46080000 + 134400000)} \times 100\% = 25\%$$

$$\text{Persentase Kolom arah Ix} = \frac{81920000}{(81920000 + 3333960000)} \times 100\% = 2\%$$

3.11. Kinerja Batas Layan (Δs) dan Kinerja Batas Ultimit (Δm)

3.11.1 Kinerja Batas Layan (Δs)

Drift Δs diperoleh dari hasil analisa struktur portal 3 dimensi menggunakan gempa respons spectrum berupa hasil deformasi lateral / simpanan horizontal maksimum peringkat yang terjadi pada rangka portal yang dapat di tinjau terhadap arah X dan arah Z.

Menurut SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 8.12 Untuk memenuhi syarat kinerja batas layan, maka drift Δs antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{R} \times h_i$$

$R = 6,5$ (Dinding geser beton bertulang dengan SRPMM Beton bertulang

1. Tingkat 1, $h = 3.1 \text{ mm}$

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{6,5} \times 3100 = 14,308 \text{ mm}$$

2. Tingkat 2, $h = 5000 \text{ mm}$

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{6,5} \times 5000 = 23,076 \text{ mm}$$

3. Tingkat 2 - 13, $h = 3500 \text{ mm}$

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{6,5} \times 3500 = 16,154 \text{ mm}$$

4. Tingkat 14 - 15, $h = 4650 \text{ mm}$

$$(\text{drift } \Delta s) = \frac{0,03}{6,5} \times 4650 = 21.461 \text{ mm}$$

Tabel 3.23 Analisa Δs Akibat Gempa

Lantai Ke - i	H_i (m)	Δs (mm)	Drift Δs antar tingkat (mm)	Syarat drift Δs (mm)	Keterangan
15	55.9	5.276	0.509	21.461	Ok
14	51.25	4.767	0.503	21.461	Ok
13	46.6	4.264	0.477	16.154	Ok
12	43.1	3.787	0.459	16.154	Ok
11	39.6	3.328	0.438	16.154	Ok
10	36.1	2.890	0.413	16.154	Ok
9	32.6	2.477	0.384	16.154	Ok
8	29.1	1.637	0.351	16.154	Ok
7	25.6	1.286	0.315	16.154	Ok
6	22.1	0.971	0.276	16.154	Ok
5	18.6	0.695	0.235	16.154	Ok
4	15.1	0.460	0.192	16.154	Ok
3	11.6	0.268	0.147	16.154	Ok
2	8.1	0.121	0.099	16.154	Ok
1	3.1	0.022	0.022	23.076	Ok

3.11.1 Kinerja Batas Ultimit (Δm)

Drift Δm merupakan drift yang dipakai sebagai batasan kemungkinan terjadinya keruntuhan struktur yang akan membawa korban jiwa manusia dan dapat di tinjau terhadap X dan Z.

Perhitungan Δm menggunakan rumus :

$$\Delta m = 0,7 \times R \times \Delta s \dots\dots \text{SNI 03 - 1726 - 2002 pasal 8.2.1}$$

Drift antara tingkat 15 adalah :

$$\Delta m = 0,7 \times 6,5 \times 0.509 = 0.0273 \text{ mm}$$

Drift antar tingkat tidak boleh lebih besar dari :

$0.02 \times h_i$SNI 03 – 1726 – 2002 pasal 8.2.2

1. Tingkat 1, h (drift Δm) = $0,02 \times 3100 = 62$ mm.

2. Tingkat 2, h (drift Δm) = $0,02 \times 5000 = 100$ mm.

3. Tingkat 3 - 13, h (drift Δm) = $0,02 \times 3500 = 70$ mm.

4. Tingkat 14 - 15, h (drift Δm) = $0,02 \times 4650 = 93$ mm.

Tabel 3.24 Analisa Δm Akibat Gempa

Lantai Ke - i	H_i (m)	Δm (mm)	Drift Δm antar tingkat (mm)	Syarat drift Δm (mm)	Keterangan
15	55.9	0.509	2.316	93	Ok
14	51.25	0.503	2.299	93	Ok
13	46.6	0.477	2.170	70	Ok
12	43.1	0.459	2.088	70	Ok
11	39.6	0.438	1.993	70	Ok
10	36.1	0.413	1.879	70	Ok
9	32.6	0.384	1.747	70	Ok
8	29.1	0.351	1.597	70	Ok
7	25.6	0.315	1.433	70	Ok
6	22.1	0.276	1.256	70	Ok
5	18.6	0.235	1.069	70	Ok
4	15.1	0.192	0.874	70	Ok
3	11.6	0.147	0.669	70	Ok
2	8.1	0.099	0.450	100	Ok
1	3.1	0.022	0.100	62	Ok

BAB IV

DESAIN PENULANGAN DINDING GESER

4.1 Perhitungan Penulangan Dinding Geser

4.1.1 Data Perencanaan

Kuat tekan beton $f_c = 30 \text{ Mpa}$

Tegangan leleh tulangan ulir $f_y = 390 \text{ Mpa}$

Tegangan leleh tulangan polos $f_y = 240 \text{ Mpa}$

Momen terbesar yang di dapatkan dari hasil STAAD PRO lantai 1 :

$M_{uz} = 3980 \text{ kNm} = 3980000000 \text{ Nmm}$

$M_{ux} = 469 \text{ kNm} = 468719000 \text{ Nmm}$

$P_u = 9720 \text{ kN} = 9720000 \text{ N}$

dimana : $\phi = 0.65$

$M_{nz} = M_{uz} / \phi = 3980000000 / 0.65 = 6123076923 \text{ Nmm}$

$M_{nx} = M_{ux} / \phi = 468719000 / 0.65 = 721106153.8 \text{ Nmm}$

$P_n = P_u / \phi = 9720000 / 0.65 = 14953846.15 \text{ N}$

Tulangan yang direncanakan :

Tulangan utama = D - 16 mm

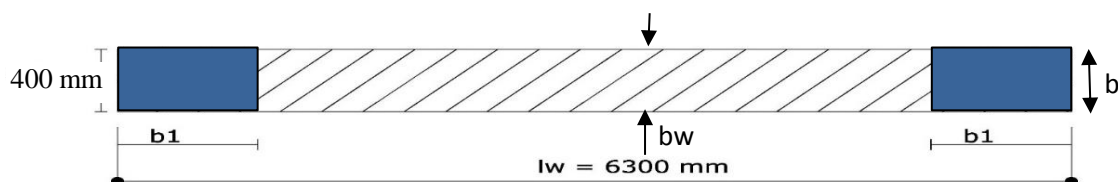
Tulangan geser = D - 10 mm

E baja = 200000 Mpa

Regangan beton = 0.003 mm

Selimut beton = 50 mm

Luas penampang dinding geser = $6300 \times 400 = 2520000 \text{ mm}^2$



Gambar 4.1 Badan Shear Wall

$$\begin{aligned}
 b_c &= 0.02 \times l_w \times \sqrt{\mu} \phi \\
 &= 0.02 \times 6300 \times \sqrt{5} \\
 &= 281.862 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_1 &\geq \frac{b_c^2}{b} \\
 &\geq \frac{281.9^2}{312.5}
 \end{aligned}$$

$$400 \geq 281.9$$

$$\geq 254.228 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 b &\geq h/16 = 5000 / 16 \\
 &\geq 312.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_1 &\geq h/16 = 5000 / 16 \\
 &\geq 312.5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_1 &\geq \frac{b_c \times l_w}{10 \times b} \\
 &\geq \frac{281.9 \times 6300}{10 \times 312.5}
 \end{aligned}$$

$$\geq 568.23 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm} \rightarrow \text{yang dipakai untuk perencanaan ujung S/W}$$

dimana :

b = Tebal ujung/ kepala shear wall

b_w = Tebal badan shear wall

b_1 = Lebar ujung/kepala shear wall

l_w = Lebar shear wall

h = Tinggi lantai (diambil elevasi terbesar)

Jadi jarak untuk dimensi dinding geser pada bagian ujung

$$b = 400 \text{ mm} \quad b_1 = 600 \text{ mm (diambil nilai terbesar)}$$

Menghitung jarak murni spasi antara tulangan ujung dinding geser

$$= b_w - (2 \times \text{tebal selimut beton}) - (2 \times \text{diameter sengkang}) - (2 \times 1/2 \text{ diameter tulangan longitudinal})$$

$$= 600 - (2 \times 50) - (2 \times 10) - (2 \times 1/2 \times 16)$$

$$= 464 \text{ mm}$$

Bila di rencanakan dengan jarak antar tulangan $s = 100 \text{ mm}$ maka di dapat :

$$n = 4.46 = 5 \text{ buah}$$

Menghitung jarak murni spasi antara tulangan badan dinding geser

$$b_w = 4980 \text{ mm}$$

Bila di rencanakan dengan jarak antar tulangan $s = 200 \text{ mm}$ maka di dapat :

$$n = 24.9 = 25 \text{ buah}$$

4.1.2 Perhitungan Stabilitas Dinding Geser

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.2.1 : Rasio penulangan ρ_v dan ρ_n untuk dinding struktural $< 0,0025$ pada arah sumbu longitudinal dan transversal. Apabila gaya geser rencana $(V_u) < (1/2) \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$ tulangan minimum dinding struktural bisa mengikuti pasal 16.3. Spasi tulangan untuk masing - masing arah pada dinding struktural $< 450 \text{ mm}$. Penulangan yang disediakan untuk kuat geser harus menerus dan terbesar dalam dinding geser.

* Penulangan Vertikal

Direncanakan 2 lapis tulangan vertikal $\emptyset 16$ dengan jarak $s = 200 \text{ mm}$

$$A_s = 1/4 \times 3,14 \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2$$

maka untuk perhitungan ρ_v digunakan rumus :

$$\rho_v = \frac{2 \times A_s}{b_w \times s} = \frac{2 \times 200.96}{400 \times 200} = 0.00502 > 0.0025 \text{ --ok--}$$

* Penulangan Horizontal (Tulangan Transversal)

Direncanakan 2 lapis tulangan geser $\emptyset 10$ dengan jarak $s = 150 \text{ mm}$

$$A_s = 1/4 \times 3,14 \times 10^2 = 78.5 \text{ mm}^2$$

maka untuk perhitungan ρ_v digunakan rumus :

$$\rho_n = \frac{2 \times A_s}{b_w \times s} = \frac{2 \times 78.50}{400 \times 150} = 0.00262 > 0.0025 \text{ --ok--}$$

Kontrol Kuat Geser

$$V_u = 237 \text{ kN}$$

$$V_u < (1/2) \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$237 < (1/12) \times (6300 \times 400) \times \sqrt{30}$$

$$238 < 967,565 \text{ kN} \quad \text{--ok--}$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 pasal 16.3.5 : spasi tulangan vertikal dan horizontal $< 3 \times b_w$ dan $< 500 \text{ mm}$ dan SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 23.6.6.5 (a) untuk komponen batas yang tidak diperlukan tulangan transversal $< 200 \text{ mm}$ dan berlaku SNI 03-2847-2002 pasal 23.6.6.5 (b) karena $V_u < (1/2) \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$ maka berlaku SNI 03-2847-2002 pasal 16.3 yaitu tulangan horizontal yang berhenti pada tepi dinding struktural tanpa komponen batas harus memiliki kait standar yang mengait pada tulangan, tepi atau tulangan tepi tersebut harus dilingkupi oleh sengkang jenis U yang memiliki ukuran dan spasi yang sama dengan tulangan horizontal dan sumbu ang lewatkan dengan tulangan horizontal.

Karena $V_u < (1/2) \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$, maka $\rho_{\min} = 0.0025$ (SNI 03-2847-2002 Pasal 16.3.3.2)

$$\text{Perbandingan } \frac{h_w}{l_w} = \frac{56800}{6300} = 9.01587 > 2 \quad \text{maka } \alpha_c = \frac{1}{6} \text{ (SNI 03-2847}$$

-2002 Pasal 23.

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} \quad \text{dimana } \phi = 0.65 \longrightarrow = \frac{237}{0.65} = 365 \text{ kN}$$

$$V_n \leq A_{cv} \times (\alpha_c \times \sqrt{f_c'} + \rho_n \times f_y)$$

$$365 \leq (6300 \times 400) \times (1/6 \times \sqrt{30} + 0.00262 \times 390)$$

$$365 \leq 1,491,151 \text{ kN}$$

$$V_n \leq 2/3 \times A_{cv} \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$365 \text{ kN} \leq 2/3 \times (6300 \times 400) \times \sqrt{30}$$

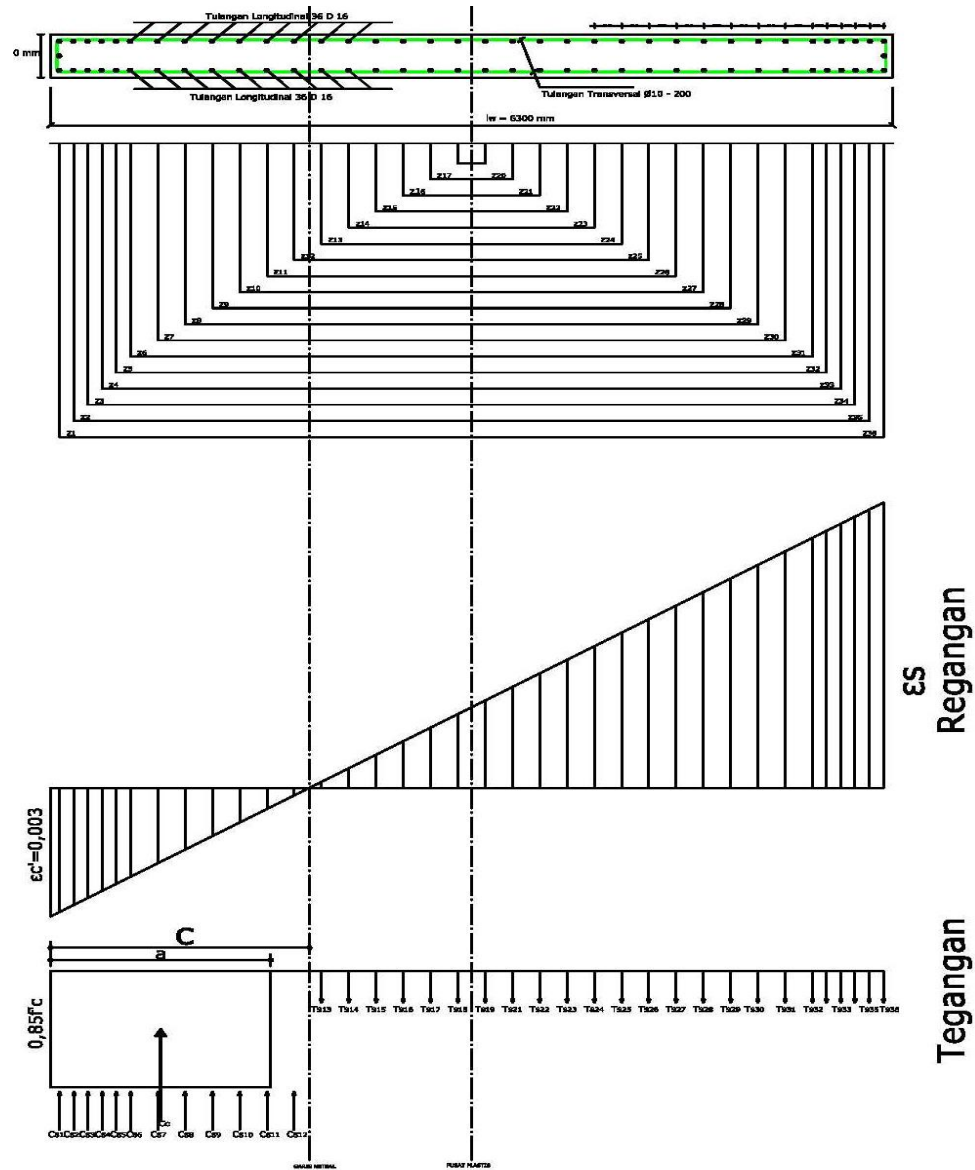
$$365 \text{ kN} \leq 6,244,037 \text{ kN}$$

Sesuai SNI 03-2847-2002 Ps. 23.4.4.4 bahwa $l_o > b_w$, $1,6 \times l$ dan 500 mm berarti secara teoritis tidak di perlukan tulangan geser. Dalam hal ini tulangan pengekangan yang dipasang dengan $s = 150 \text{ mm}$ menentukan dan harus dipasang sepanjang $l_o = (h_n - l_d)/2$.

4.1.3 Perhitungan Penulangan

Perhitungan Tulangan Pada Lantai 1

a. Tinjauan Arah Z



Gambar 4.2 Diagram tinjauan arah Z

Dimana :

l_w = Lebar badan dinding geser / shear wall

b_w = Tebal dinding geser / shear wall

a = Tinggi balok tekan ekivalen

c = Garis netral

β_1 = Koefisien balok tulangan ekivalen

f_c' = Tegangan hancur beton tekan (Mpa)

E_s = Elastisitas tulangan (Mpa)

C_c = Gaya tekan beton

T_s = Gaya tarik beton

ϵ_c' = Regangan beton tekan

ϵ_s = Regangan tulangan

Menghitung Momen Nominal

1. Tentukan daerah tekan dan daerah tarik dengan mencoba nilai c = garis netral

Dicoba $c = 1930.65 \text{ mm}$

Maka tulangan lapis 1 - 12 merupakan tulangan tekan dan tulangan lapis 11 - 36 merupakan tulangan tarik

2. Menghitung luas masing - masing tulangan pada serat yang sama

$$A_{s1} = A_{s36} = 3 D 16 = 3 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 602.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s35} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = A_{s34} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s4} = A_{s33} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s5} = A_{s32} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s6} = A_{s31} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s7} = A_{s30} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s8} = A_{s29} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s9} = A_{s28} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s10} = A_{s27} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s11} = A_{s26} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s12} = A_{s25} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s13} = A_{s24} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s14} = A_{s23} = 2 D 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$As_{15} = As_{22} = 2 D_{16} = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$As_{16} = As_{21} = 2 D_{16} = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$As_{17} = As_{20} = 2 D_{16} = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

$$As_{18} = As_{19} = 2 D_{16} = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.9 \text{ mm}^2$$

3. Hitung jarak masing - masing tulangan terhadap pusat plastis

$$d' = \text{Selimut beton} - \text{Diameter sengkang} - \frac{1}{2} \text{ diameter tulangan } As1 = 68 \text{ mm}$$

$$\text{Tengah - tengah penampang } h/2 = 6300 / 2 = 3150 \text{ mm}$$

Lihat gambar di atas :

$$Z_1 = 3150 - 68 = 3082 \text{ mm} \quad Z_{19} = Z_{18} = 182 \text{ mm}$$

$$Z_2 = 3082 - 100 = 2982 \text{ mm} \quad Z_{20} = Z_{17} = 382 \text{ mm}$$

$$Z_3 = 2982 - 100 = 2882 \text{ mm} \quad Z_{21} = Z_{16} = 582 \text{ mm}$$

$$Z_4 = 2882 - 100 = 2782 \text{ mm} \quad Z_{22} = Z_{15} = 782 \text{ mm}$$

$$Z_5 = 2782 - 100 = 2682 \text{ mm} \quad Z_{23} = Z_{14} = 982 \text{ mm}$$

$$Z_6 = 2682 - 100 = 2582 \text{ mm} \quad Z_{24} = Z_{13} = 1182 \text{ mm}$$

$$Z_7 = 2582 - 200 = 2382 \text{ mm} \quad Z_{25} = Z_{12} = 1382 \text{ mm}$$

$$Z_8 = 2382 - 200 = 2182 \text{ mm} \quad Z_{26} = Z_{11} = 1582 \text{ mm}$$

$$Z_9 = 2182 - 200 = 1982 \text{ mm} \quad Z_{27} = Z_{10} = 1782 \text{ mm}$$

$$Z_{10} = 1982 - 200 = 1782 \text{ mm} \quad Z_{28} = Z_9 = 1982 \text{ mm}$$

$$Z_{11} = 1782 - 200 = 1582 \text{ mm} \quad Z_{29} = Z_8 = 2182 \text{ mm}$$

$$Z_{12} = 1582 - 200 = 1382 \text{ mm} \quad Z_{30} = Z_7 = 2382 \text{ mm}$$

$$Z_{13} = 1382 - 200 = 1182 \text{ mm} \quad Z_{31} = Z_6 = 2582 \text{ mm}$$

$$Z_{14} = 1182 - 200 = 982 \text{ mm} \quad Z_{32} = Z_5 = 2682 \text{ mm}$$

$$Z_{15} = 982 - 200 = 782 \text{ mm} \quad Z_{33} = Z_4 = 2782 \text{ mm}$$

$$Z_{16} = 782 - 200 = 582 \text{ mm} \quad Z_{34} = Z_3 = 2882 \text{ mm}$$

$$Z_{17} = 582 - 200 = 382 \text{ mm} \quad Z_{35} = Z_2 = 2982 \text{ mm}$$

$$Z_{18} = 382 - 200 = 182 \text{ mm} \quad Z_{36} = Z_1 = 3082 \text{ mm}$$

4. Hitung jarak masing - masing tulangan terhadap serat atas penampang

Lihat gambar di atas :

$$d_1 = \text{Selimut beton} + \text{Diameter sengkang} + 1/2 \text{ diameter tulangan As1} = 68 \text{ mm}$$

$$d_2 = 68 + 100 = 168 \text{ mm} \quad d_{20} = 3168 + 200 = 3368 \text{ mm}$$

$$d_3 = 168 + 100 = 268 \text{ mm} \quad d_{21} = 3368 + 200 = 3568 \text{ mm}$$

$$d_4 = 268 + 100 = 368 \text{ mm} \quad d_{22} = 3568 + 200 = 3768 \text{ mm}$$

$$d_5 = 368 + 100 = 468 \text{ mm} \quad d_{23} = 3768 + 200 = 3968 \text{ mm}$$

$$d_6 = 468 + 100 = 568 \text{ mm} \quad d_{24} = 3968 + 200 = 4168 \text{ mm}$$

$$d_7 = 568 + 200 = 768 \text{ mm} \quad d_{25} = 4168 + 200 = 4368 \text{ mm}$$

$$d_8 = 768 + 200 = 968 \text{ mm} \quad d_{26} = 4368 + 200 = 4568 \text{ mm}$$

$$d_9 = 968 + 200 = 1168 \text{ mm} \quad d_{27} = 4568 + 200 = 4768 \text{ mm}$$

$$d_{10} = 1168 + 200 = 1368 \text{ mm} \quad d_{28} = 4768 + 200 = 4968 \text{ mm}$$

$$d_{11} = 1368 + 200 = 1568 \text{ mm} \quad d_{29} = 4968 + 200 = 5168 \text{ mm}$$

$$d_{12} = 1568 + 200 = 1768 \text{ mm} \quad d_{30} = 5168 + 200 = 5368 \text{ mm}$$

$$d_{13} = 1768 + 200 = 1968 \text{ mm} \quad d_{31} = 5368 + 200 = 5568 \text{ mm}$$

$$d_{14} = 1968 + 200 = 2168 \text{ mm} \quad d_{32} = 5568 + 100 = 5668 \text{ mm}$$

$$d_{15} = 2168 + 200 = 2368 \text{ mm} \quad d_{33} = 5668 + 100 = 5768 \text{ mm}$$

$$d_{16} = 2368 + 200 = 2568 \text{ mm} \quad d_{34} = 5768 + 100 = 5868 \text{ mm}$$

$$d_{17} = 2568 + 200 = 2768 \text{ mm} \quad d_{35} = 5868 + 100 = 5968 \text{ mm}$$

$$d_{18} = 2768 + 200 = 2968 \text{ mm} \quad d_{36} = 5968 + 100 = 6068 \text{ mm}$$

$$d_{19} = 2968 + 200 = 3168 \text{ mm}$$

Untuk daerah tekan :

$$\frac{\epsilon_{s1}'}{\epsilon_c'} = \frac{c - d_1}{c} \quad \epsilon_{s1}' = \frac{c - d_1}{c} \times \epsilon_c'$$

$$f_{s1}' = \epsilon_{s1}' \times E_s = \frac{c - d_1}{c} \times \epsilon_c' \times E_s = \frac{c - d_1}{c} \times 0.003 \times 200,000$$

$$f_{s1}' = \frac{c - d_1}{c} \times 600 = \frac{1931 - 68}{1931} \times 600 = 579 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s1}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s2}' = \frac{c - d_2}{c} \times 600 = \frac{1931 - 168}{1931} \times 600 = 548 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s2}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s3}' = \frac{c - d_3}{c} \times 600 = \frac{1931 - 268}{1931} \times 600 = 517 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s3}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s4}' = \frac{c - d_4}{c} \times 600 = \frac{1931 - 368}{1931} \times 600 = 486 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s4}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s5}' = \frac{c - d_5}{c} \times 600 = \frac{1931 - 468}{1931} \times 600 = 455 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s5}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s6}' = \frac{c - d_6}{c} \times 600 = \frac{1931 - 568}{1931} \times 600 = 423 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s6}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s7}' = \frac{c - d_7}{c} \times 600 = \frac{1931 - 768}{1931} \times 600 = 361 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s7}' = 361 \text{ Mpa}$

$$f_{s8}' = \frac{c - d_8}{c} \times 600 = \frac{1931 - 968}{1931} \times 600 = 299 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s8}' = 299 \text{ Mpa}$

$$f_{s9}' = \frac{c - d_9}{c} \times 600 = \frac{1931 - 1168}{1931} \times 600 = 237 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s9}' = 237 \text{ Mpa}$

$$f_{s10'} = \frac{c - d_{10}}{c} \times 600 = \frac{1931 - 1368}{1931} \times 600 = 175 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s10'} = 175 \text{ Mpa}$

$$f_{s11'} = \frac{c - d_{11}}{c} \times 600 = \frac{1931 - 1568}{1931} \times 600 = 113 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s11'} = 113 \text{ Mpa}$

$$f_{s12'} = \frac{c - d_{12}}{c} \times 600 = \frac{1931 - 1768}{1931} \times 600 = 51 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s12'} = 51 \text{ Mpa}$

Untuk daerah tarik :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{c'}} = \frac{d - c}{c} \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_{c'}$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_{c'} \times E_s = \frac{d - c}{c} \times 0.003 \times 200,000$$

$$f_{s13'} = \frac{d_{13} - c}{c} \times 600 = \frac{1968 - 1931}{1931} \times 600 = 12 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s13'} = 12 \text{ Mpa}$

$$f_{s14'} = \frac{d_{14} - c}{c} \times 600 = \frac{2168 - 1931}{1931} \times 600 = 74 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s14'} = 74 \text{ Mpa}$

$$f_{s15'} = \frac{d_{15} - c}{c} \times 600 = \frac{2368 - 1931}{1931} \times 600 = 136 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s15'} = 136 \text{ Mpa}$

$$f_{s16'} = \frac{d_{16} - c}{c} \times 600 = \frac{2568 - 1931}{1931} \times 600 = 198 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s16'} = 198 \text{ Mpa}$

$$f_{s17}' = \frac{d_{17} - c}{c} \times 600 = \frac{2768 - 1931}{1931} \times 600 = 260 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s17}' = 260 \text{ Mpa}$

$$f_{s18}' = \frac{d_{18} - c}{c} \times 600 = \frac{2968 - 1931}{1931} \times 600 = 322 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s18}' = 322 \text{ Mpa}$

$$f_{s19}' = \frac{d_{19} - c}{c} \times 600 = \frac{3168 - 1931}{1931} \times 600 = 385 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s19}' = 384.5 \text{ Mpa}$

$$f_{s20}' = \frac{d_{20} - c}{c} \times 600 = \frac{3368 - 1931}{1931} \times 600 = 447 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s20}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s21}' = \frac{d_{21} - c}{c} \times 600 = \frac{3568 - 1931}{1931} \times 600 = 509 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s21}' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_{s22}' = \frac{d_{22} - c}{c} \times 600 = \frac{3768 - 1931}{1931} \times 600 = 571 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s22}' = 390 \text{ Mpa}$

f_{s22}' sampai f_{s36}' di pakai 390 Mpa

Besarnya gaya - gaya yang bekerja :

C_c = Gaya tekan beton

$$= 0.85 \times f_c' \times a \times b = 0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot t \quad \text{dimana } \beta_1 = 0.85$$

$$C_c = 0.9 \times 30 \times 0.9 \times 1931 \times 400 = 16738733 \text{ N}$$

$$C_{s1} = A_{s1}' \cdot f_{s1}' = 602.88 \times 390 = 235123 \text{ N}$$

$$C_{s2} = A_{s2}' \cdot f_{s2}' = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$C_{s3} = A_{s3}' \cdot f_{s3}' = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$C_{s4} = A_{s4}' \cdot f_{s4}' = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
Cs_5 &= As_5' \cdot fs_5' = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Cs_6 &= As_6' \cdot fs_6' = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Cs_7 &= As_7' \cdot fs_7' = 401.92 \times 361 = 145223 \text{ N} \\
Cs_8 &= As_8' \cdot fs_8' = 401.92 \times 299 = 120242 \text{ N} \\
Cs_9 &= As_9' \cdot fs_9' = 401.92 \times 237 = 95260 \text{ N} \\
Cs_{10} &= As_{10}' \cdot fs_{10}' = 401.92 \times 175 = 70279 \text{ N} \\
Cs_{11} &= As_{11}' \cdot fs_{11}' = 401.92 \times 112.70 = 45298 \text{ N} \\
Cs_{12} &= As_{12}' \cdot fs_{12}' = 401.92 \times 50.55 = \underline{20316 \text{ N}} +
\end{aligned}$$

$$Cs = 1515485 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
Ts_{13} &= As_{13} \cdot fs_{13} = 401.92 \times 12 = 4665 \text{ N} \\
Ts_{14} &= As_{14} \cdot fs_{14} = 401.92 \times 74 = 29647 \text{ N} \\
Ts_{15} &= As_{15} \cdot fs_{15} = 401.92 \times 136 = 54628 \text{ N} \\
Ts_{16} &= As_{16} \cdot fs_{16} = 401.92 \times 198 = 79610 \text{ N} \\
Ts_{17} &= As_{17} \cdot fs_{17} = 401.92 \times 260 = 104591 \text{ N} \\
Ts_{18} &= As_{18} \cdot fs_{18} = 401.92 \times 322 = 129573 \text{ N} \\
Ts_{19} &= As_{19} \cdot fs_{19} = 401.92 \times 385 = 154554 \text{ N} \\
Ts_{20} &= As_{20} \cdot fs_{20} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{21} &= As_{21} \cdot fs_{21} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{22} &= As_{22} \cdot fs_{22} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{23} &= As_{23} \cdot fs_{23} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{24} &= As_{24} \cdot fs_{24} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{25} &= As_{25} \cdot fs_{25} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{26} &= As_{26} \cdot fs_{26} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{27} &= As_{27} \cdot fs_{27} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{28} &= As_{28} \cdot fs_{28} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{29} &= As_{29} \cdot fs_{29} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
Ts_{30} &= As_{30} \cdot fs_{30} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T_{s31} &= A_{s31} \cdot f_{s31} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
T_{s32} &= A_{s32} \cdot f_{s32} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
T_{s33} &= A_{s33} \cdot f_{s33} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
T_{s34} &= A_{s34} \cdot f_{s34} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
T_{s35} &= A_{s35} \cdot f_{s35} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N} \\
T_{s36} &= A_{s36} \cdot f_{s36} = 602.88 \times 390 = 235123 \text{ N} + \\
&\quad T_s = 3300371 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\text{Kontrol } \Sigma H = \leftarrow \rightarrow Cc + Cs - Ts - Pn = 0$$

$$16,738,733 + 1,515,485 - 3,300,371 - 14,953,846 = 0 \text{ N}$$

Momen terhadap titik berat penampang :

$$c = 1931 \text{ mm} \quad a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 1931 = 1641 \text{ mm}$$

$$\text{dimana } z_c = h/2 - a/2 = 6300 / 2 - 1641 / 2 = 2329.5 \text{ mm}$$

$$Mn_c = Cc \times z_c = 1.7E+07 \times 2329 = 1,056,947,097 \text{ Nmm}$$

$$Mn_1 = Cs_1 \times Z_1 = 235123 \times 3082 = 624,649,702 \text{ Nmm}$$

$$Mn_2 = Cs_2 \times Z_2 = 156749 \times 2982 = 467,424,922 \text{ Nmm}$$

$$Mn_3 = Cs_3 \times Z_3 = 156749 \times 2882 = 451,750,042 \text{ Nmm}$$

$$Mn_4 = Cs_4 \times Z_4 = 156749 \times 2782 = 436,075,162 \text{ Nmm}$$

$$Mn_5 = Cs_5 \times Z_5 = 156749 \times 2682 = 420,400,282 \text{ Nmm}$$

$$Mn_6 = Cs_6 \times Z_6 = 156749 \times 2582 = 404,725,402 \text{ Nmm}$$

$$Mn_7 = Cs_7 \times Z_7 = 145223 \times 2382 = 345,921,871 \text{ Nmm}$$

$$Mn_8 = Cs_8 \times Z_8 = 120242 \times 2182 = 262,367,721 \text{ Nmm}$$

$$Mn_9 = Cs_9 \times Z_9 = 95260 \times 1982 = 188,806,145 \text{ Nmm}$$

$$Mn_{10} = Cs_{10} \times Z_{10} = 70279 \times 1782 = 125,237,144 \text{ Nmm}$$

$$Mn_{11} = Cs_{11} \times Z_{11} = 45298 \times 1582 = 71,660,717 \text{ Nmm}$$

$$Mn_{12} = Cs_{12} \times Z_{12} = 20316 \times 1382 = 28,076,864 \text{ Nmm}$$

$$Mn_{13} = Ts_{13} \times Z_{13} = 4665 \times 1182 = 5,514,415 \text{ Nmm}$$

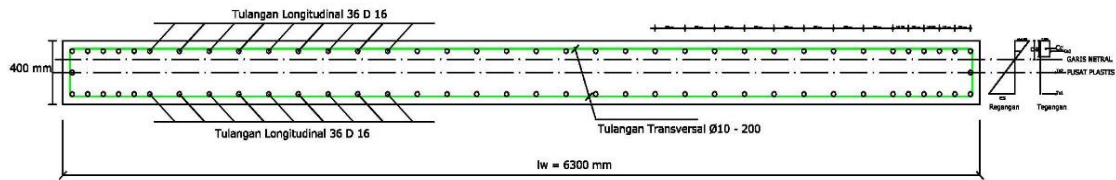
$$Mn_{14} = Ts_{14} \times Z_{14} = 245 \times 982 = 240,590 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
Mn_{15} &= Ts_{15} \times Z_{15} = 54628 \times 782 = 42,719,250 \text{ Nmm} \\
Mn_{16} &= Ts_{16} \times Z_{16} = 79610 \times 582 = 46,332,806 \text{ Nmm} \\
Mn_{17} &= Ts_{17} \times Z_{17} = 104591 \times 382 = 39,953,788 \text{ Nmm} \\
Mn_{18} &= Ts_{18} \times Z_{18} = 129573 \times 182 = 23,582,196 \text{ Nmm} \\
Mn_{19} &= Ts_{19} \times Z_{19} = 154554 \times 182 = 28,128,817 \text{ Nmm} \\
Mn_{20} &= Ts_{20} \times Z_{20} = 156749 \times 382 = 59,878,042 \text{ Nmm} \\
Mn_{21} &= Ts_{21} \times Z_{21} = 156749 \times 582 = 91,227,802 \text{ Nmm} \\
Mn_{22} &= Ts_{22} \times Z_{22} = 156749 \times 782 = 122,577,562 \text{ Nmm} \\
Mn_{23} &= Ts_{23} \times Z_{23} = 156749 \times 982 = 153,927,322 \text{ Nmm} \\
Mn_{24} &= Ts_{24} \times Z_{24} = 156749 \times 1182 = 185,277,082 \text{ Nmm} \\
Mn_{25} &= Ts_{25} \times Z_{25} = 156749 \times 1382 = 216,626,842 \text{ Nmm} \\
Mn_{26} &= Ts_{26} \times Z_{26} = 156749 \times 1582 = 247,976,602 \text{ Nmm} \\
Mn_{27} &= Ts_{27} \times Z_{27} = 156749 \times 1782 = 279,326,362 \text{ Nmm} \\
Mn_{28} &= Ts_{28} \times Z_{28} = 156749 \times 1982 = 310,676,122 \text{ Nmm} \\
Mn_{29} &= Ts_{29} \times Z_{29} = 156749 \times 2182 = 342,025,882 \text{ Nmm} \\
Mn_{30} &= Ts_{30} \times Z_{30} = 156749 \times 2382 = 363,275,641 \text{ Nmm} \\
Mn_{31} &= Ts_{31} \times Z_{31} = 156749 \times 2582 = 394,625,402 \text{ Nmm} \\
Mn_{32} &= Ts_{32} \times Z_{32} = 156749 \times 2682 = 400,400,282 \text{ Nmm} \\
Mn_{33} &= Ts_{33} \times Z_{33} = 156749 \times 2782 = 426,075,162 \text{ Nmm} \\
Mn_{34} &= Ts_{34} \times Z_{34} = 156749 \times 2882 = 451,750,042 \text{ Nmm} \\
Mn_{35} &= Ts_{35} \times Z_{35} = 156749 \times 2982 = 467,424,922 \text{ Nmm} \\
Mn_{36} &= Ts_{36} \times Z_{36} = 235123 \times 3082 = 724,649,702 \text{ Nmm} + \\
&\hspace{15em} Mn = 9,991,549,609 \text{ Nmm} \\
&\hspace{15em} Mn = 9,992 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Jumlah momen Nominal dalam (Mn) > Mn dari hasil STAAD PRO

$$9,992 \text{ kNm} > 6,123 \text{ kNm} \quad \text{***Ok***}$$

b. Tinjauan Arah X



Gambar 4.3 Diagram tinjauan arah X

Dimana :

l_w = Lebar badan dinding geser / shear wall

b_w = Tebal dinding geser / shear wall

a = Tinggi balok tekan ekivalen

c = Garis netral

β_1 = Koefisien balok tulangan ekivalen

f_c' = Tegangan hancur beton tekan (Mpa)

E_s = Elastisitas tulangan (Mpa)

C_c = Gaya tekan beton

T_s = Gaya tarik beton

$\epsilon_{c'}$ = Regangan beton tekan

ϵ_s = Regangan tulangan

Menghitung Momen Nominal

1. Tentukan daerah tekan dan daerah tarik dengan mencoba nilai c = garis netral

Dicoba c = **117.871 mm**

Maka tulangan lapis 1 merupakan tulangan tekan dan tulangan lapis 2 dan 3 merupakan tulangan tarik

2. Menghitung luas masing - masing tulangan pada serat yang sama

$$A_{s1} = 36 \text{ D } 16 = 36 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 7234.56 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 2 \text{ D } 16 = 2 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 401.92 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 36 \text{ D } 16 = 36 \times \frac{1}{4} \times 3.14 \times 16^2 = 7234.56 \text{ mm}^2$$

3. Hitung jarak masing - masing tulangan terhadap pusat plastis

$$d' = \text{Selimut beton} - \text{Diameter sengkang} - 1/2 \text{ diameter tulangan } A_{s1} = 68 \text{ mm}$$

$$\text{Tengah - tengah penampang } h/2 = 400 / 2 = 200 \text{ mm}$$

Lihat gambar di atas :

$$Z_1 = 200 - 68 = 132 \text{ mm}$$

$$Z_2 = 132 - 132 = 0 \text{ mm}$$

$$Z_3 = Z_1 = 132 \text{ mm}$$

4. Hitung jarak masing - masing tulangan terhadap serat atas penampang

Lihat gambar di atas :

$$d_1 = \text{Selimut beton} + \text{Diameter sengkang} + 1/2 \text{ diameter tulangan } A_{s1} = 68 \text{ mm}$$

$$d_2 = 68 + 131 = 199 \text{ mm}$$

$$d_3 = 199 + 131 = 330 \text{ mm}$$

Untuk daerah tekan :

$$\frac{\epsilon_{s1}'}{\epsilon_{c'}} = \frac{c - d_1}{c} \quad \epsilon_{s1}' = \frac{c - d_1}{c} \times \epsilon_{c'}$$

$$f_{s1}' = \epsilon_{s1}' \times E_s = \frac{c - d_1}{c} \times \epsilon_{c'} \times E_s = \frac{c - d_1}{c} \times 0.003 \times 200,000$$

$$f_{s1}' = \frac{c - d_1}{c} \times 600 = \frac{117.9 - 68}{117.9} \times 600 = 254 \text{ Mpa} < f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_{s1}' = 254 \text{ Mpa}$

Untuk daerah tarik :

$$\frac{\epsilon_s}{\epsilon_{c'}} = \frac{d - c}{c} \quad \epsilon_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_{c'}$$

$$f_s = \epsilon_s \times E_s = \frac{d - c}{c} \times \epsilon_{c'} \times E_s = \frac{d - c}{c} \times 0.003 \times 200,000$$

$$f_{s2}' = \frac{d_2 - c}{c} \times 600 = \frac{199 - 117.9}{117.9} \times 600 = 413 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_s2' = 390 \text{ Mpa}$

$$f_s3' = \frac{d3 - c}{c} \times 600 = \frac{330 - 117.9}{117.9} \times 600 = 1080 \text{ Mpa} > f_y = 390 \text{ Mpa}$$

maka di pakai $f_s3' = 390 \text{ Mpa}$

Besarnya gaya - gaya yang bekerja :

C_c = Gaya tekan beton

$$= 0.85 \times f_c' \times a \times b = 0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot t \quad \text{dimana } \beta_1 = 0.85$$

$$C_c = 0.85 \times 30 \times 0.85 \times 118 \times 6300 = 16095525 \text{ N}$$

$$C_{s1} = A_{s1}' \cdot f_{s1}' = 7234.56 \times 254 = 1836549 \text{ N} +$$

$$C_s = 1836549 \text{ N}$$

$$T_{s2} = A_{s2} \cdot f_{s2} = 401.92 \times 390 = 156749 \text{ N}$$

$$T_{s3} = A_{s3} \cdot f_{s3} = 7234.56 \times 390 = 2821478 \text{ N} +$$

$$T_s = 2978227 \text{ N}$$

Kontrol $\Sigma H = (\longrightarrow) C_c + C_s - T_s - P_n = 0$

$$16,095,525 + 1,836,549 - 2,978,227 - 14,953,846 = 0 \text{ N}$$

Momen terhadap titik berat penampang :

$$c = 117.9 \text{ mm} \quad a = \beta_1 \times c = 0.85 \times 117.9 = 100 \text{ mm}$$

$$\text{dimana } z_c = h/2 - a/2 = 400 / 2 - 100 / 2 = 149.9 \text{ mm}$$

$$M_{n_c} = C_c \times z_c = 1.6E+07 \times 118 = 503,182,056 \text{ Nmm}$$

$$M_{n1} = C_{s1} \times Z_1 = 1836549 \times 132 = 242,424,439 \text{ Nmm}$$

$$M_{n2} = T_{s2} \times Z_2 = 156749 \times 0 = 0.00 \text{ Nmm}$$

$$M_{n3} = T_{s3} \times Z_3 = 2821478 \times 132 = 372,435,149 \text{ Nmm} +$$

$$M_n = 1,118,041,643 \text{ Nmm}$$

$$M_n = 1,118.04 \text{ kNm}$$

Jumlah momen Nominal dalam (M_n) > M_n dari hasil STAAD PRO

$$1,118 > 721 \quad \text{***Ok***}$$

4.2 Kontrol Stabilitas

Sesuai SNI 03 - 2847 - 2002 pasal 23.6.6. halaman 327 : menerangkan tentang komponen batas untuk dinding struktur beton khusus :

$$c > \frac{l_w}{600 \cdot (\delta u / h_w)} \quad \text{Dimana : dari hasil struktur dengan beban gempa maka}$$

$$\delta u / h_w \geq 0,007$$

$$\text{nilai } c = 1930.65 \text{ mm}$$

$$1930.65 > \frac{6300}{600 \times (0.007)}$$

1930.65 mm < 1500 mm. ini menunjukkan nilai c yang kecil sehingga diperlukan Komponen Batas. Suatu indikasi bahwa beban aksial dinding struktural ini relatif besar.

Tinggi pengeangan yang harus di pasang secara vertikal dari penampang kritis

$$\geq l_w \text{ atau } \frac{M_u}{4 \cdot V_u}$$

$$l_w = 6300 \text{ mm}$$

$$\frac{M_u}{4 \cdot V_u} = \frac{3980}{4 \times 237.031} = 4.1978 \text{ m} = 4198 \text{ mm}$$

$$\text{Dari nilai } l_w \text{ dan } \frac{M_u}{4 \cdot V_u}$$

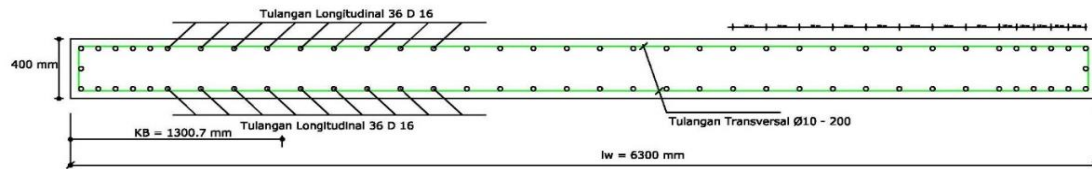
diambil nilai terbesar = 6300 mm jadi tinggi pengeang = 6300 mm dari besar dasar dinding struktur.

$$KB = (c - 0.1l_w) \text{ atau } KB = \frac{c}{2}$$

$$\begin{aligned} KB &= (c - 0.1l_w) \\ &= (1930.65 - 0.1 \times 6300) \\ &= 1300.7 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$KB = \frac{c}{2} = \frac{1931}{2} = 965.325 \text{ mm}$$

Diambil nilai KB terbesar, KB = 1300.7 mm



Gambar 4.4 Penampang dengan Komponen Batas

Spasi tulangan transversal

$$S \leq 1/4 \text{ dimensi terkecil} = \frac{1}{4} 400 = 100 \text{ mm}$$

$$S \leq 6 \times d_h = 6 \times 16 = 96 \text{ mm}$$

$$S \leq 150 \text{ mm}$$

diambil spasi tulangan transversal $s = 150 \text{ mm}$

$$Ash \geq 0,3 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right) \left[\frac{Ag}{Ach} - 1 \right]$$

$$Ash \geq 0,09 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right)$$

Digunakan Ash adalah $Ash \geq 0,09 \left(\frac{s \cdot hc \cdot f'c}{f_{yh}} \right)$

Tulangan Pengkang ϕ 10

Selimut beton = 50 mm

$$hcx = 400 - (2 \times 50) - 10 = 290 \text{ mm}$$

$$hcz = 600 - (2 \times 50) - 10 = 490 \text{ mm}$$

Pada bagian dinding struktural :

$$Ashx \geq 0.1 ((150 \times 290 \times 30)/390)$$

$$Ashx = 301.15 \text{ mm}^2$$

dipakai 2 ϕ 10 - 150 As ada 157.1 mm²

$$A_{shz} \geq 0.1 \left((150 \times 600 \times 30) / 390 \right)$$

$$A_{shz} = 623.08 \text{ mm}^2$$

dipakai 4 ϕ 10 - 150 As ada 314.3 mm²

4.3 Panjang Penyaluran

Berdasarkan buku karangan T. Paulay dan M.J.N Priestly yang berjudul Design reinforced and Mansonry building, halaman 150 maka panjang sambungan lewatan ls sama dengan ld, dimana : $Ld = m_{db} \times l_{db}$

Diman :

$$l_{db} = \frac{1,38 \times Ab \times fy}{c \times \sqrt{fc}}$$

Mdb = faktor modifikasi = 1.3

$$Ab = \text{Luas tulangan} \quad \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

c = 3 x diameter tulangan longitudinal pada dinding geser

Dalam perencanaan dinding geser diameter tulangan longitudinal adalah D16.

$$Ab = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200.96 \text{ mm}^2$$

$$c = 3 \times 16 = 48 \text{ mm}^2$$

$$l_{db} = \frac{1,38 \times 200,960 \times 390}{48 \times \sqrt{30}} = 411.4 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jadi } Ld = m_{db} \times l_{db} = Ld = 1.3 \times 411.4 = 534.8 \text{ mm}^2$$

4.4 Sambungan lewatan tulangan Vertikal pada Dinding Geser (Shear Wall)

Sesuai SNI 03 - 2884 - 2002 pasal 14.2.2 Tabel.11(3) Hal.178 -179 panjang sambungan lewatan ϕ 16 dari dinding geser dihitung menggunakan rumus :

$$\frac{ld}{db} = \frac{18 \times fy \times \alpha \times \beta \times \lambda}{25 \sqrt{fc}}$$

Dimana :

- * $\alpha = 1.0$ (faktor lokasi tulangan tradisional untuk merefleksikan pengaruh yang merugikan posisi tulangan teratas oleh pengecoran)
- * $\beta = 1.0$ (faktor yang merefleksikan pengaruh pelapis epoksi)
- * $\lambda =$ (faktor yang merefleksikan kuat tarik ringan yang umumnya lebih rendah dan reduksinya tahanan belah yang dihasilkan penting dalam penyaluran tulangan ulir maka :

$$\frac{Id}{db} = \frac{18 \times 390 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0}{25\sqrt{30}}$$

$$= \frac{Id}{16} = 51.27$$

$$Id = 51.27 \times 16 = 820.3 \text{ mm}$$

$$Id = 821 \text{ mm}$$

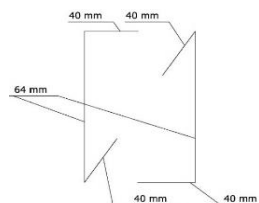
4.5 Penyaluran Tulangan Berkait Dalam Kondisi Tarik

Sesuai dengan SNI 03 - 2847 - 2002 penyaluran tulangan berkait dalam kondisi tarik Ps.14.5.1. bahwa : tulangan diameter 10 sampai 25 dipakai 4db.

Jadi, untuk tulangan :

a. $\phi 10 = 4db = 4 \times 10 = 40 \text{ mm}$

b. $D 16 = 4db = 4 \times 16 = 64 \text{ mm}$



4.6 Analisa Keseluruhan Struktur

Dalam analisa suatu dinding geser ada beberapa hal yang perlu di perhatikan diantaranya adalah istilah - istilah yang dipakai diantaranya dalam SNI 03 - 2847 - 2002 disebutkan dengan istilah dinding struktural. Pada umumnya dinding geser

lebih familiar disebut Shear Wall.

Skripsi ini menggunakan system kantilever shear wall dimana beban gempa (Earthquake Load) di distribusikan melalui pusat massa sehingga portal sama dinding geser bekerja sama untuk menahan lateral load. Yang perlu di perhatikan dalam system ini adalah sesuai SNI 03 - 1726 - 2002 tabel 3 faktor daktilitas maksimum.

Perhitungan pertama menggunakan tabel menjadi $b_w = 40$ cm memenuhi dasar ketentuan di atas. Struktur yang benar - benar kaku.

Ini berarti dinding geser ini menerus dari lantai sampai lantai atas.

Momen dan gaya yang bekerja didapat dari hasil output StaadPro. Setelah semua gaya di dapat maka dilakukan dengan perhitungan yang mana pertama dicek jarak antar tulangan sesuai aturan dalam SNI. Untuk menentukan letak garis netral "c" dilakukan langkah - langkah sebagai berikut :

- 1) Menentukan data dan mutu bahan
- 2) Menentukan jarak sesungguhnya antar tulangan
- 3) Jumlah tulangan
- 4) Asumsikan bagian yang termasuk daerah tekan dan tarik
- 5) Kontrol f_s dan f_y diambil yang terkecil
- 6) Kontrol $\sum H = 0$ apabila tidak memenuhi maka perhitungan diulangi dari no. 1 sampai 5.
- 7) $\sum M_n > M_u$ (Momen dalam yang di hitung tidak boleh kecil dari pada momen yang terjadi)
- 8) Apabila control momen terlalu besar maka perhitungan di ulangi lagi dari nomor 1 sampai 7 dengan perhatikan diameter tulangan.

BAB V

PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari pendetailan - pendetailan tulangan masing - masing komponen struktur telah dikontrol untuk tahan terhadap beban yang bekerja sesuai syarat yang telah diatur dalam SNI 03-1726-2002 dan SNI 03-2847-2002 agar berperilaku daktail, maka akan menjamin gedung yang di rancang tahan terhadap Beban gempa.

Sistem struktur shear wall merupakan sistem yang efektif dalam perencanaan Struktur yang kaku dan tahan gempa, karena memanfaatkan menambah kekuatan Struktural agar sama - sama menahan beban gempa berdasarkan kekakuan masing-masing struktur. Analisis beban gempa dinamik adalah beban gempa yang sebenarnya, yaitu dengan memberikan beban “Response Spectrum” (getaran) pada struktur, di Indonesia di bagi 6 wilayah dan lebih “Rill” karena semua response struktur berupa semua mode shape akan terakomodasi dalam perencanaan.

Dari perencanaan struktur shear wall dengan beban gempa dinamik pada gedung ijen padjadjaran suites hotel Malang ini saya memperoleh hasil diantaranya adalah sebagai berikut :

- Dinding geser sebagai dinding structural direncanakan dengan dimensi tebal badan 40 cm
- Tulangan pada Dinding Geser, tingkat 1-15
 - Tulangan vertical atau tulangan longitudinal = 36D16

- Tulangan horizontal atau tulangan transversal /sengkan = Ø10 - 150
- Tulangan horizontal atau tulangan transversal atau sengkang pada sendi plastis dan pada sambungan lewatan tulangan vertical = Ø 10 -200
- Sambungan lewatan tulangan vertical pada Dinding Geser Id = 821 mm

5.2. Saran

Dengan kemajuan teknologi komputerisasi saat ini, perencanaan struktur gedung portal dengan konsep daktilitas penuh gempa dinamis 3D, kita dapat menggunakan fasilitas program STAADPRO yang mampu menghasilkan penulangan dan hasil output STAADPRO secara langsung, tetapi tetap memperhatikan peraturan – peraturan yang ada akan lebih efesiensi dan dapat menghemat biaya pelaksanaan pekerjaan.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standardisasi Nasional “ *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*”. SNI 03-2847-2002

Badan Standardisasi Nasional “ *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*”. SNI 03-1726-2002

Departemen Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983, *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung*, Stensil, Bandung

Departemen Pekerjaan Umum. “*Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983*”. Yayasan LPMB Bandung

Purwono. Rachmat, “*Perencanaan Betong Bertulang Tahan Gempa “ Edisi Pertama*”. 2005. ITS, Surabaya.

Paulay, T., and Priestley M.J.N, “ *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*” John Wiley & Sons, INC. 1991

R. Park and T. Paulay “*Reinforced Concrete Structures*” John Wiley & Sons, INC. 1974

LAMPIRAN

SKRIPSI

JUDUL SKRIPSI

DIPERIKSA OLEH

PEMBIMBING II

Ir. H. Sudirman Indra, MSc

Lantai 1

SKRIPSI



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MALANG

SKRIPSI

BIDANG STRUKTUR

JUDUL SKRIPSI

STUDI PERENCANAAN STRUKTUR SHEAR
WALL DENGAN BEBAN GEMPA DINAMIK PADA
GEDUNG JENIS PADJADJARAN SUITES HOTEL, MALANG

DIPERIKSA OLEH

PEMBAHING I

PEMBAHING II

Ir. A. Agus Santosa, MFT

Ir. H. Sudirman Indira, MSc

Dj Rencanakaan & di Gambar

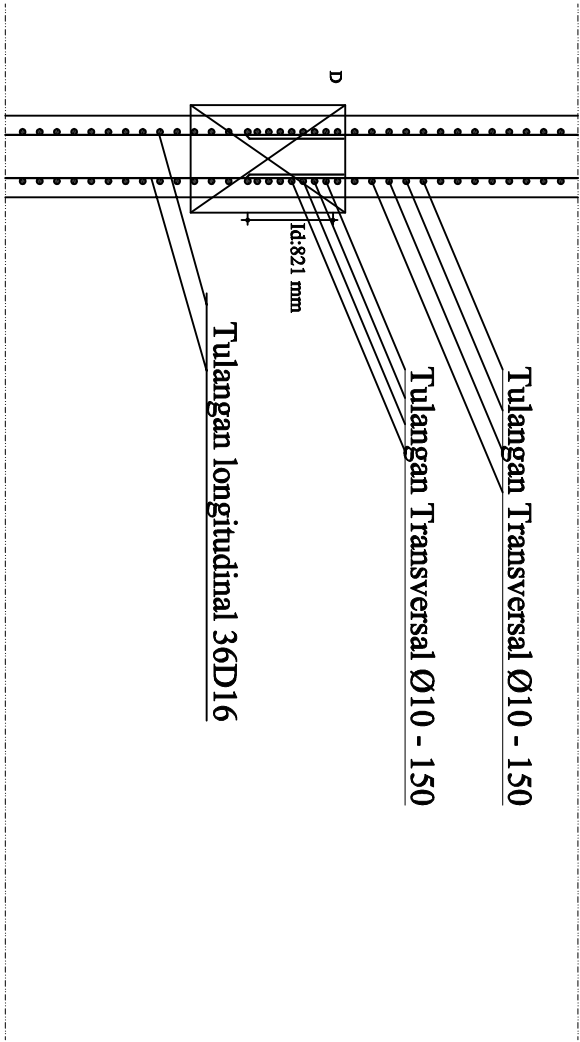
Mario Hornai de Jesus Monteiro
(11.21.026)

Judul Gambar

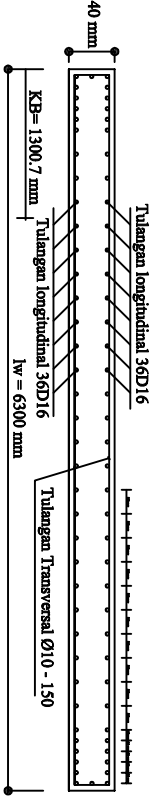
Detail Penulangan

Skala 1:1000

Lantai 1



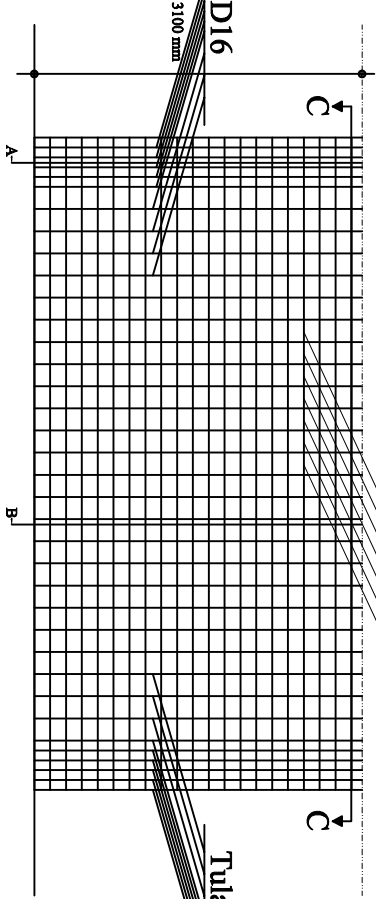
Detail D



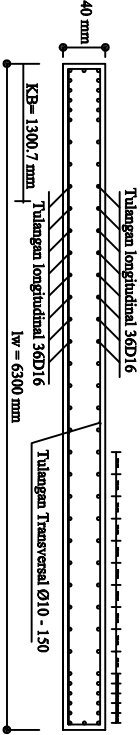


Tulangan Transversal Ø10 - 150

Tulangan longitudinal 36D16



Detail Tulangan Lantai 1



POTONGAN C - C

SKRIPSI	
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG	
SKRIPSI	
BIDANG STRUKTUR	
JUDUL SKRIPSI	
STUDI PERENCANAAN STRUKTUR SHEAR WALL DENGAN BEBAN GEMPA DINAMIK PADA GEDUNG JENIS PADJADJARAN SUITES HOTEL, MALANG	
DIPERIKSA OLEH	
PEMBAHING I	PEMBAHING II
Ir. A. Agus Santosa, MT	Ir. H. Sudirman Indira, MSc
Di Rencanakan & di Gambar	
Mario Hornai de Jesus Monteiro (11.21.026)	
Judul Gambar	Detail Penulangan
Skala 1:1000	Lantai 1
No.4	